

ARMIERTER BETON.

1910. FEBRUAR.

INHALT:

Die neue Brücke über die Mosel bei Novéant. Von Oberingenieur H. Schürch (Straßburg i. E.) (Fortsetzung von S. 16). S. 49.

Über die Haftspannungen von Eisenbetonbalken. Von Prof. Dr. Fr. Engesser (Karlsruhe). S. 67.

Kohlensiloanlage für die elektrische Zentrale der Albertstadt-Dresden. Von Dr.-Ing. R. Müller (Leipzig). S. 73.

Der umschnürte Beton. Von Oberingenieur A. Kleinlogel (Neustadt a. d. Hardt). S. 80.

Runderlaß, betreffend Berechnung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton. S. 87.

Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton über den Delawarefluß bei Stateforde, Pa. (Eng. News Nr. 27, 1909) Von Dipl.-Ing. E. Conrad (Charlottenburg). S. 87.

Eine Kritik der bestehenden Vorschriften für Eisenbeton-Tragwerke. Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 90.

Die Folgen des Gebrauchs unrichtig zusammengesetzter Mörtel. Von B. Haas (Leipzig). S. 96.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 98.

Denkschrift zur Reform des Patentgesetzes. S. 106.

Betrachtung zur Möglichkeit einer Kartellierung in der Betonbauindustrie. Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann (Berlin). S. 107.

Zuschriften an die Schriftleitung. S. 109.

Mitteilungen über Patente. S. 110. — Verschiedene Mitteilungen. S. 111.

DIE NEUE BRÜCKE ÜBER DIE MOSEL BEI NOVÉANT.

Von Oberingenieur H. Schürch, der Fa. Ed. Züblin & Cie., Strassburg i. E.

(Fortsetzung von S. 16.)

Bei der Ausschreibung hatte die Verwaltung in ihren „Bedingungen für den Bau der Brücke“ bezüglich der Gründung die Tiefe der Fundamentsohle und die zulässigen Bodenpressungen fest-

gelegt, dagegen die Art der Gründung freigestellt. Die 4 Pfeiler der eigentlichen Strombrücke (Landwiderlager links oder Pfeiler I, Strompfeiler II und III und Gruppenpfeiler IV) sollten, wie aus dem der Submission zugrunde gelegenen Längenschnitt (Fig. 3) ersichtlich, so tief gegründet werden, daß

die Fundamentsohle jeweils 1,60—2,50 m tief in der als „Ton und Schiefertone“ bezeichneten Schicht lag, und als maximale Bodenpressung war ein Druck von 4 kg/qcm zugelassen. Bei den Pfeilern der

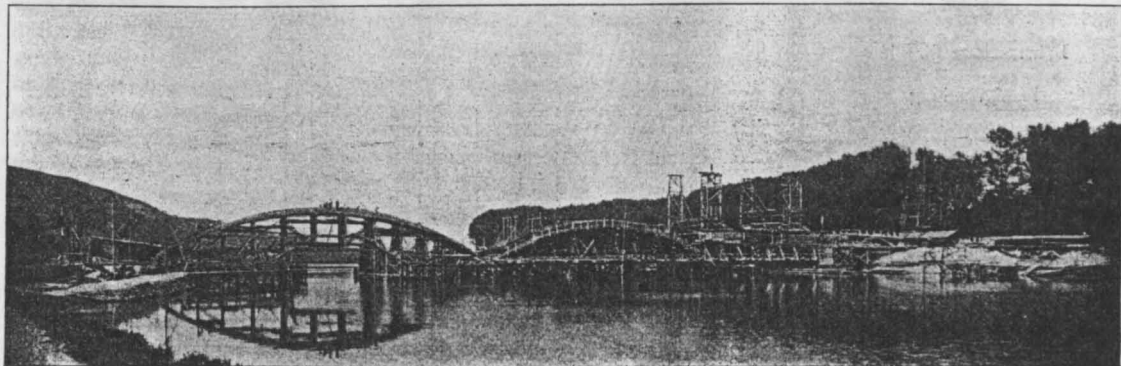


Fig. 19.

Brücke im Bau: Flutbrücke ist fertig, Bogen III wird betoniert, Bogen II armiert, Bogen I eingeschalt.

gelegt, dagegen die Art der Gründung freigestellt. Die 4 Pfeiler der eigentlichen Strombrücke (Landwiderlager links oder Pfeiler I, Strompfeiler II und III und Gruppenpfeiler IV) sollten, wie aus dem der Submission zugrunde gelegenen Längenschnitt (Fig. 3) ersichtlich, so tief gegründet werden, daß

Flutbrücke dagegen war mit Rücksicht auf die dort vorhandene starke, aus kompaktem Kies und grobem Sand bestehende, Überlagerung der Tonschicht eine höhere Lage der Fundamentsohle gewählt worden und zwar für alle drei Pfeiler (Pfeiler V, VI und Landwiderlager rechts oder Pfeiler VII) die

Kote 167,0, während anderseits die zulässige Bodenpressung hier auf 2,5 kg/qcm herabgesetzt wurde. Die Fundamentsohlen lagen also bei der Flutbrücke im Kies und zwar in einer Tiefe von 4—4,5 m unter Terrain.

Bei diesen gegebenen Gründungstiefen und den vorhandenen Wasserständen konnten nun für die Ausführung nur zwei Gründungsarten in Frage kommen, nämlich

Sicherheit geboten hätte, als eine Fangdammgründung, so entschied man sich für die letztere.

Die Kosten für die Fundierung und Herstellung sämtlicher Pfeiler bis Kämpferhöhe waren allerdings immer noch sehr hoch und betrugen etwa die Hälfte der Gesamtbaukosten für die Brücke. Außerdem schien die Anwendung von Spundwänden beim linken Widerlager (Pfeiler I) für die Herstellung einer einzigen großen Baugrube ganz

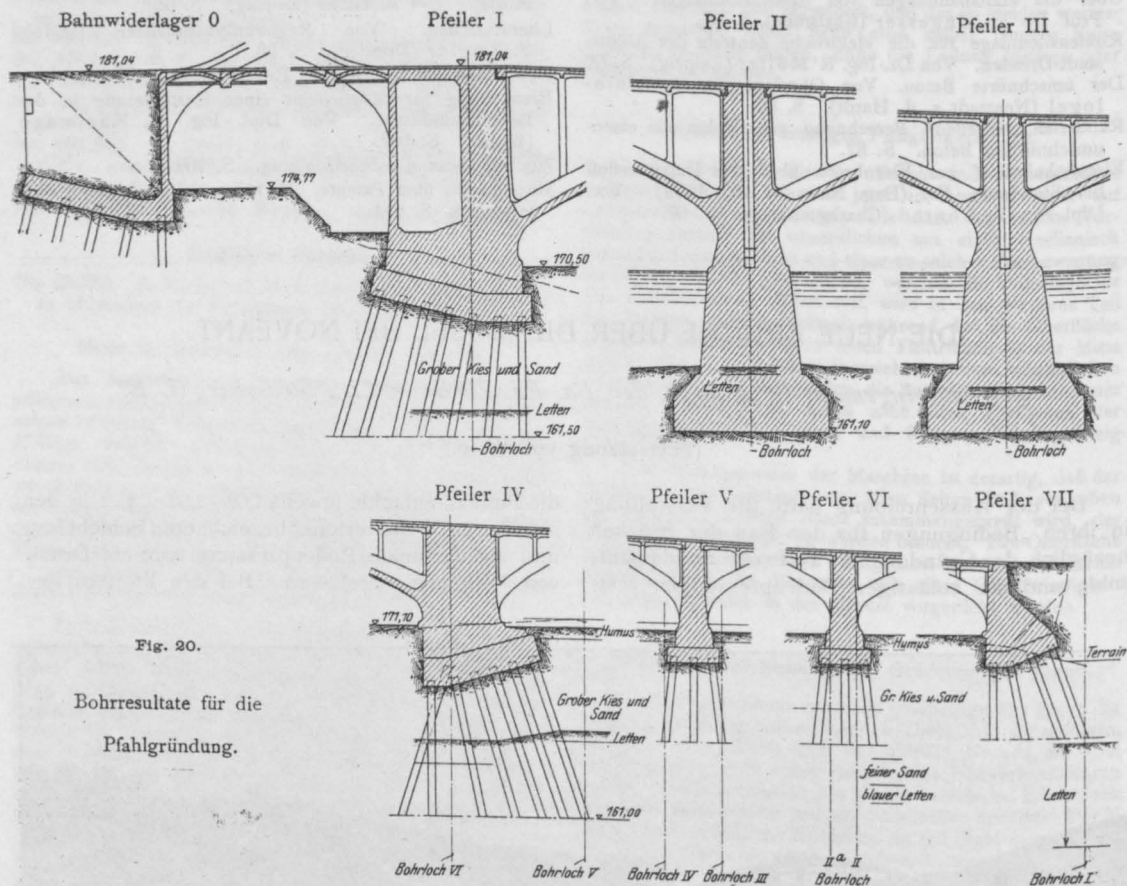


Fig. 20.

Bohrresultate für die
Pfahlgründung.

1. die Umschließung der Baugruben mittels Fangdämmen, bzw. Spundwänden,
 2. die Druckluftgründung,
- die letztere natürlich nur für die großen Pfeiler. Bei der Projektbearbeitung durch die Firma Ed. Züblin & Cie. zeigte sich nun bald, daß, trotz der verhältnismäßig großen Wassertiefe bei den Strompfeilern, sich bezüglich der Kosten die erstgenannte Gründung — und zwar für alle Pfeiler — bedeutend günstiger stellte, als die Druckluftgründung. Da außerdem die Stromverhältnisse — mäßige Wassergeschwindigkeit und Regelmäßigkeit der Hochwasser — derart waren, daß eine Druckluftgründung keine wesentlich größere

ausgeschlossen, weil es bei der großen Tiefe der Fundamentsohle unter Terrain wahrscheinlich nicht möglich gewesen wäre, die Spundwände durchzurammen und weil auch die Möglichkeit der Wasserhaltung sehr zweifelhaft war. Dazu wäre noch gekommen, daß die Unterfangung der Bahngleise auf die große Breite der Baugrube des Pfeilers I schwierig, und der Bahndamm selbst durch die Gründungsarbeiten stets gefährdet gewesen wäre, während anderseits die Stützung des Dammes das Rammen der Spundwände gehindert hätte. Da endlich auch die Absprißung einer so großen Baugrube Schwierigkeiten verursacht haben würde, so konnte am linken Widerlager nur ein lamellenweiser,

kanalmäßiger Einbau des Fundamentes für rationell und sicher erachtet werden und wurde auch zur Ausführung vorgeschlagen.

Die guten Erfahrungen nun, welche die Firma Ed. Züblin & Cie. mit dem Rammen von Eisenbetonpfählen bei den Bahnhofneubauten in Metz bei Bodenverhältnissen, welche denjenigen in Novéant sehr ähnlich waren, gemacht hatte, veranlaßten, daß in Abweichung von den Submissionunterlagen, auch diese Gründungsart von der Firma in Erwägung gezogen und in der Folge als Variante zur Ausführung vorgeschlagen wurde.

Die Eisenbetonpfahlgründung gemäß unserm Projekt schien uns mindestens die gleiche Sicherheit zu bieten wie die massiven Betonfundamente, sie ermöglichte die Herstellung des linksseitigen Widerlagers ohne Erdaushub und ohne Gefährdung und Unterfangen der Bahngleise, und hatte außerdem den Vorteil einer ganz bedeutenden Kostenersparnis, welchen Gründen sich auch die Verwaltung nicht verschloß, indem sie diese Variante zur Ausführung genehmigte.

Es wurden allerdings nur die sämtlichen Pfeiler auf einen Rost von Eisenbetonpfählen gestellt, nicht aber die beiden Strompfeiler, bei welchen diese Gründungsart wegen der für das Rammen notwendigen schweren Gerüste und der erforderlichen Ummantelung der Pfähle von Flußsohle bis über Wasser mit Beton gegenüber der Fangdammgründung keine Vorteile mehr geboten hätte.

Die Zahl der Pfähle für jeden Pfeiler wie auch die Neigung, in welcher sie gerammt werden mußten, hing natürlich von der auftretenden Bogenreaktion ab und wurde, wie weiter unten gezeigt werden soll, genau nach den statischen Anforderungen festgelegt. Als Pfahlquerschnitt wurde gemäß der bei der Firma Ed. Züblin & Cie. üblichen Ausführungsart*) ein regelmäßiges Fünfeck (D. R. G. M. 287479) gewählt, und zwar für die sämtlichen Pfähle der Pfeiler I und IV ein solches mit eingeschriebenem Radius $r = 21$ cm und für die drei Pfeiler V, VI und VII der Flutbrücke ein solches mit $r = 19$ cm. Im übrigen erfolgte die Herstellung der Pfähle genau wie bei der gleichfalls von der Firma Ed. Züblin & Cie. ausgeführten Gründung des neuen Regierungsgebäudes in Düsseldorf**). Jedoch wurde die Querarmierung (Drahtverschnürung D. R. P. 186951) noch stärker gewählt als gewöhnlich, da die Pfähle überall so tief gerammt werden sollten, daß die Spitze mindestens 1,50 m im Ton steckte, und man fürchtete, daß das Rammen durch den festgelagerten Kies und Sand teilweise schwer gehen könnte. Auch die Längseisen wurden stärker als sonst üblich gewählt, um

die Pfähle auch bis zu einem gewissen Grade zur Aufnahme von Biegungsspannungen zu befähigen.

Vor Beginn der Herstellung der Pfähle wollte man sich jedoch genaue Rechenschaft geben über die Beschaffenheit des Bodens durch Vornahme weiterer Bohrungen und einer Proberammung. Die ersten waren schon deswegen notwendig, weil die Bodenuntersuchungen, wie sie den Ausschreibungszeichnungen zugrunde lagen, sich

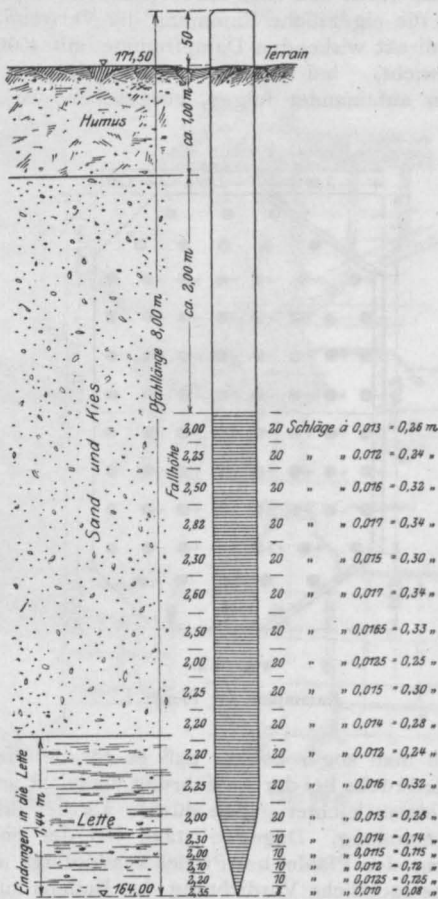


Fig. 21. Probestpfahl.

eigentlich auf eine etwa 50 m stromaufwärts gelegene Brückenachse bezogen und auch in der Längsrichtung nicht mit der Lage der Pfeiler übereinstimmten. Die neuen Bohrungen, auf Grund welcher die Pfahllängen fixiert wurden, ergaben denn auch, wie aus Fig. 20 ersichtlich, teilweise wesentlich von den früheren abweichende Resultate. Die Proberammung jedoch sollte zeigen, ob es überhaupt möglich sei, die Kies- und Sandschicht durchzurammen. Zu derselben wurden zwei bei den Gründungsarbeiten in Metz noch übriggebliebene 8 m lange Pfähle verwendet und mit

*) Vgl. der Verfasser, Deutsche Bauzeitung, Nr. 58 und 60 des XL. Jahrgangs 1906.

**) Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung, No. 73 Jahrgang 1909.

einer Dampfkunstramme von 1500 kg Bärge wicht eingerammt. Die Proberammung, welche am 23. Dezember 1907 bei Pfeiler VI und nahe bei Pfeiler VII stattfand, zeigte nun ein ganz überraschend gutes Resultat, indem die Pfähle durch die Kies-schicht hindurch zwar wenig aber doch ganz gleich-mäßig zogen (s. Fig. 21) und, wie erwartet, nachdem sie etwa 1,50 m tief in die Lette eingedrungen waren, festsäßen. Es war somit unzweifelhaft möglich, durch den Kies hindurchzukommen, und da für die eigentliche Rammung die Verwendung einer direkt wirkenden Dampftramme mit 4000 kg Bärge wicht, bei welcher die Schläge viel rascher aufeinander folgen, vorgesehen war, so

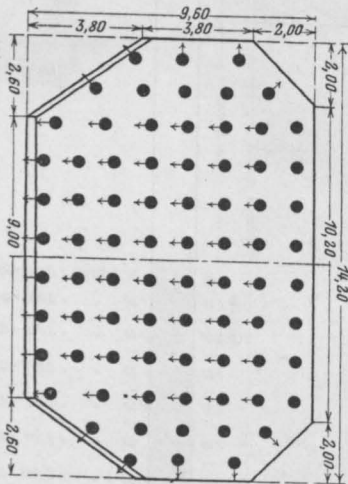
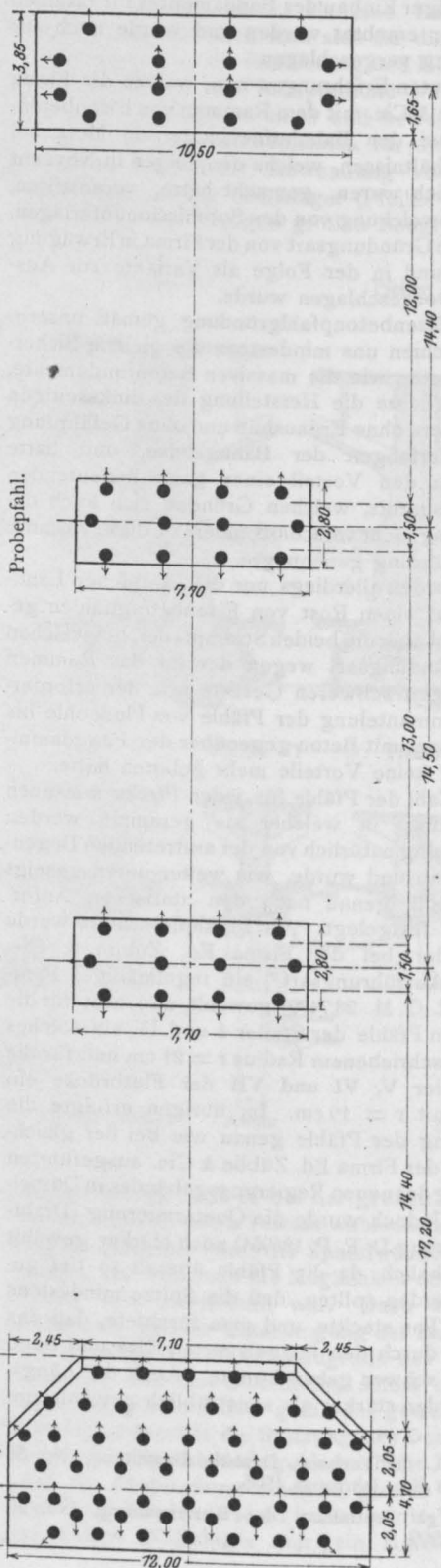


Fig. 22 a.

Rammpfan für Pfeiler I.

konnte man sogar hoffen, daß es für die Pfeiler der Flutbrücke bei der Ausführung vielleicht sogar noch etwas leichter gehen dürfte, als bei dieser Proberammung. Dagegen stand bei der engen Stellung der Pfähle bei Pfeiler I allerdings eine sehr beträchtliche Verdichtung des Bodens zu erwarten, so daß dadurch das Rammen durch den Kies bedeutend erschwert würde. Man entschloß sich daher, sämtliche Pfähle zur Sicherheit mit einem Spülrohr und entsprechender Spitze zu versehen, um eventuell, falls die trockene Rammung irgendwo Schwierigkeiten begegnen sollte, die Absenkung der Pfähle im Sand durch Einspülen mittels Druckwasser zu erleichtern, eine Maßnahme, die sich allerdings später als überflüssig erwies.

Auf Grund der neuen Sondierungen und der Proberammung wurde nun die Pfahllänge für die verschiedenen Pfeiler festgesetzt, indem ein Eindringen der Spitze in die blaue Lette (Ton) von 1,50—2,00 m angenommen wurde, während der Kopf 1,00—1,50 m in den untersten Teil der Pfeiler,

Fig. 22 b.
Rammpfan für Pfeiler IV—VII.

bzw. in die Eisenbetonplatte, welche die Pfähle am oberen Ende verband, eingreifen sollte. Darnach ergaben sich folgende Pfahllängen:

Für Pfeiler I	7,50, 8,00 und 9,00 m
	(je nach der Neigung)
Für Pfeiler IV	7,00 und 7,50 m (desgl.)
" " V	7,00 m
" " VI	9,00 "
" " VII	6,00 "

konstruktion nicht einmal eine Beschädigung der Pfahlköpfe.

Die Berechnung der Pfahlroste wurde auf graphischem Wege durchgeführt, gemäß Fig. 23d, auf welche sich die folgenden Erläuterungen beziehen:

Widerlager I

Horizontalschub vom Eigengewicht (lt. statischem Nachweis) $H_g = 431,4$

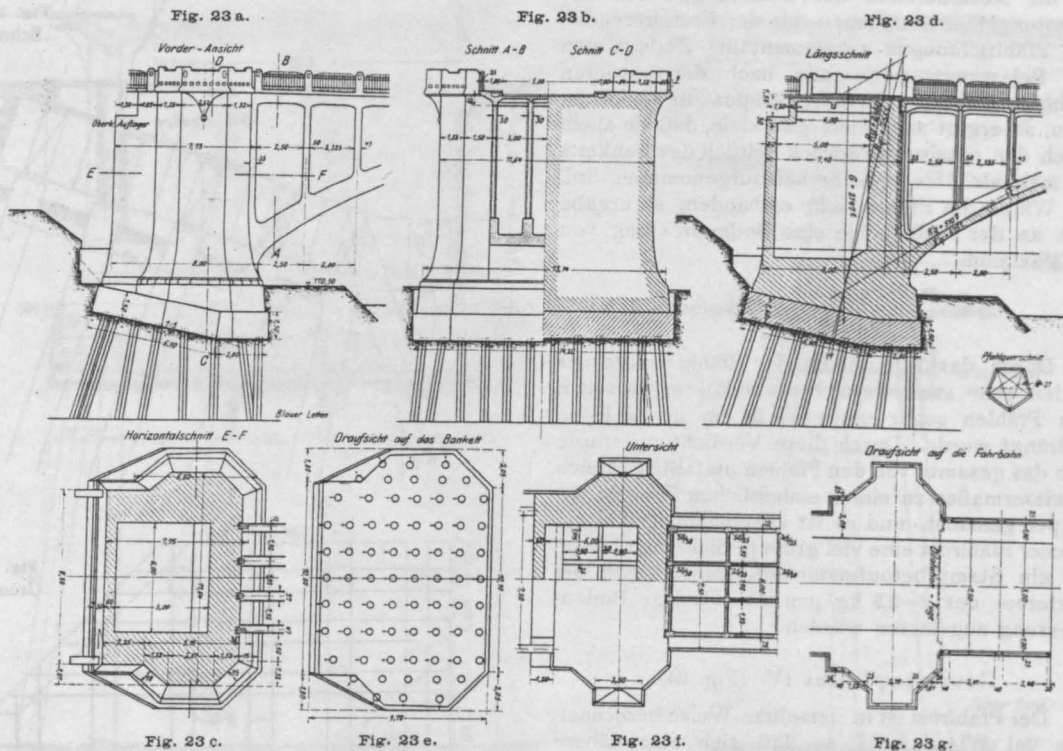


Fig. 23.

Pfeiler I oder linkes Landwiderlager der Strombrücke.

Bei Festsetzung der Zahl der Pfähle wurden nun im Interesse einer möglichst hohen Sicherheit nur etwa halb so hohe Belastungen für jedes der beiden Pfahlprofile angenommen, als sonst üblich. (Bei den Bahnhofsbauten in Metz waren von der Eisenbahnbehörde für das Profil $r = 21$ cm bis zu 65 t, und für dasjenige $r = 19$ cm bis zu 50 t Belastung zugelassen worden.)

Wie aus Fig. 22 ersichtlich, erhielt Pfeiler I insgesamt 78, Pfeiler IV 52, Pfeiler V und VI je 12 und Pfeiler VII 16 Pfähle, sodaß für die ganze Brücke 170 Pfähle erforderlich waren. Über diese Zahl hinaus wurden einige Reservepfähle erstellt, aber nicht verwendet, da beim Rammen kein einziger Pfahlbruch vorkam, infolge der guten Schlaghauben-

id. von der Verkehrslast

$$H_p = \frac{p l^2}{8 f} = \frac{3,5 \cdot 47^2}{8 \cdot 6,96} = 139,3$$

$$\text{Total } H_q = 570,7$$

Dieser Wert ist infolge der Deformationen durch die Normalkräfte nicht ganz genau. Er ist aber, wie bekannt, zu groß, sodaß der (übrigens verschwindend kleine) Fehler auf Seite der Sicherheit gelegen ist.

Vertikalkomponente vom Eigengewicht (lt. statischen Nachweises) $V_g = 273,2$
id. von der Verkehrslast

$$V_p = \frac{p l}{2} = \frac{3,5 \cdot 47}{2} = 82,2 t$$

$$\overline{V_q} = 355,4$$

In Fig. 23d sind die ausgerechneten Pfeiler-gewichte eingeschrieben, eine andere Darlegung dürfte überflüssig sein. Der Größtwert der Bogenreaktion auf den Pfahlrost ergab sich zu 2565 t, somit ergibt sich bei 78 Pfählen der Druck auf einen Pfahl zu

$$P = \frac{2565}{78} = 32,9 \text{ t.}$$

Biegung kann in den Pfählen nicht auftreten, da die Resultierende der Belastungen für alle Belastungsfälle fast genau mit der Resultierenden der Pfahlrichtungen zusammenfällt. Zerlegt man die Belastungserresultierende nach der mittleren Pfahlrichtung und nach einer Komponente senkrecht dazu, so ergibt sich letztere so klein, daß sie allein durch den passiven Erddruck seitlich des Banketts mit mehr als 15facher Sicherheit aufgenommen wird.

Wären die Pfähle nicht vorhanden, so ergäbe sich an der Pfeilersohle eine Bodenpressung von im Maximum

$$\sigma_f = \frac{R}{F} = \frac{2565}{9 \times 14} = 2,03 \text{ kg/qcm.}$$

Durch das Einrammen der Pfähle wurde der Boden sehr stark verdichtet, sodaß er zwischen den Pfählen sogar um etwa 25 cm in die Höhe gedrängt wurde. Durch diese Verdichtung wurde also das gesamte von den Pfählen umfaßte Erdreich gewissermaßen zu einem einheitlichen Fundamentkörper gemacht, und es ist anzunehmen, daß ein solcher Pfahlrost eine viel größere Sicherheit bietet, als ein Stempfbetonfundament, selbst wenn bei letzterem nur 2–2,5 kg/qcm als zulässige Bodenpressung zugelassen würden.

Gruppenpfeiler IV (Fig. 24).

Der Pfahlrost ist in derselben Weise berechnet, wie bei Widerlager I, so daß sich eine nähere Darlegung erübrigt. Auch hier würde ein Widerlager ohne Pfahlrost standhalten, da sich eine maximale Bodenpressung von

$$\sigma_f = \frac{R}{F} = \frac{1155}{7,12} = 1,62 \text{ kg/qcm}$$

ergeben würde, die ja für das hart daneben liegende Widerlager V als zulässig angenommen wurde.

Auf der linken Seite sind 8 Pfähle mit entgegengesetzter Neigung als Zugpfähle eingerammt. (Nach Brennecke u. a. tragen Zugpfähle etwa $\frac{3}{4}$ von Druckpfählen.) Dieselben werden jedoch kaum je zur Wirkung kommen, da zuerst der passive Erddruck gegen die rechte Seite des Bankettkörpers überwunden werden mußte.

Die Resultierende in der Fundamentsohle beträgt im Maximum:

$$R = 1155 \text{ t,}$$

somit die Belastung pro Pfahl bei 44 Pfählen (Zugpfähle ausgenommen):

$$P = \frac{1155}{44} = 23,1 \text{ t.}$$

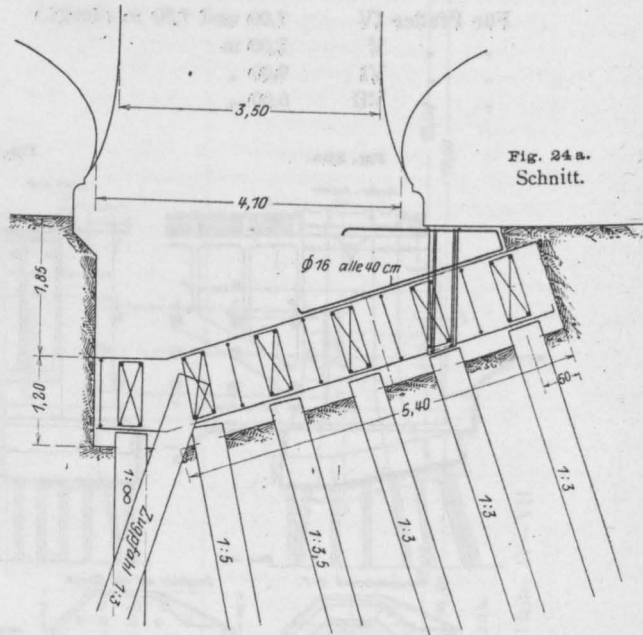


Fig. 24a.
Schnitt.

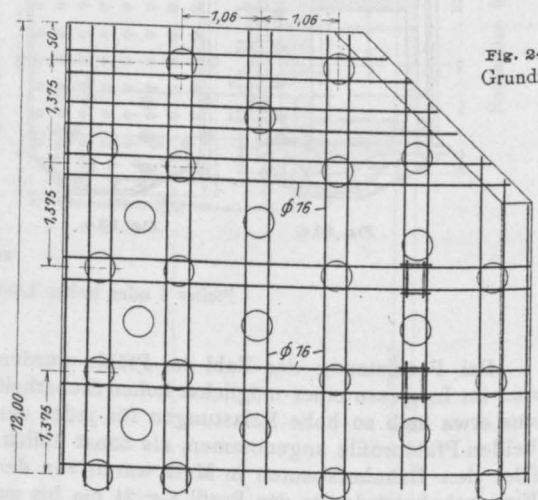


Fig. 24b.
Grundriß.

Fig. 24.

Bankett des Pfeilers IV mit Armierung.

Betrachtet man den Pfeiler als Gruppenpfeiler, nimmt also den kleineren rechtsseitigen Bogen IV als nicht vorhanden an, und berücksichtigt außerdem den Auftrieb, so ergibt sich die stärkste Neigung, von der mittleren Pfahlneigung am meisten abweichende Resultierende, welche also für die

Formel mit $m = 2$ eine Tragfähigkeit ergeben würde von

$$P = \frac{h}{e} \cdot \frac{Q^2 \cdot q}{m(Q + q)^2}$$

fahrungsgemäß sehr schlecht stimmt, da sich bis jetzt bei allen Probelastungen zeigte, daß ein mit so schweren Schlagwerken gerammter Betonpfahl die aus ihr errechnete Last nicht nur mit

Fig. 26 a.

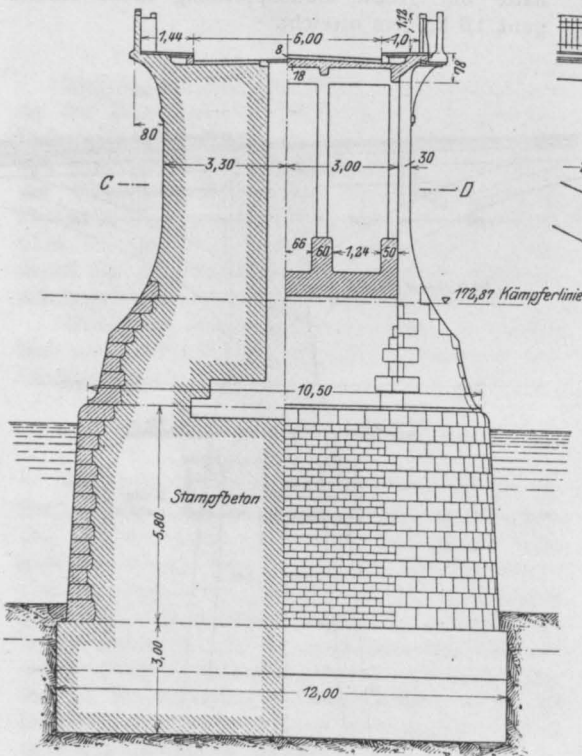


Fig. 26 b.

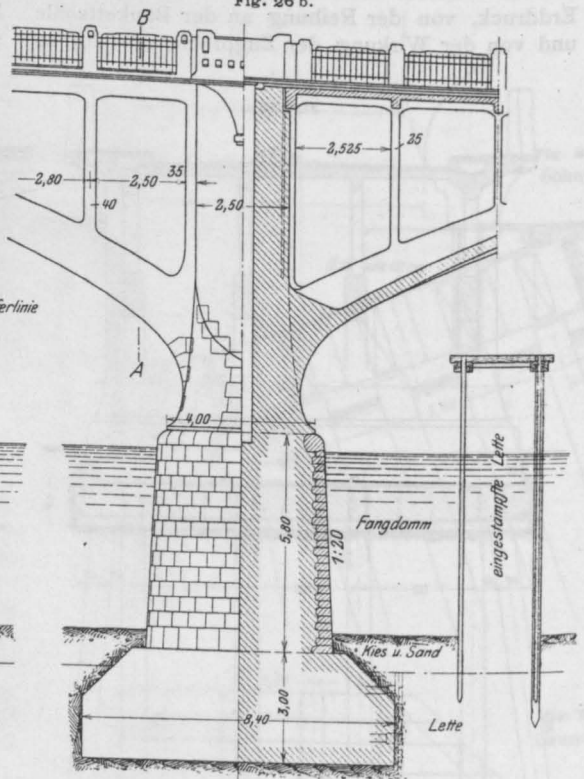


Fig. 26 c.

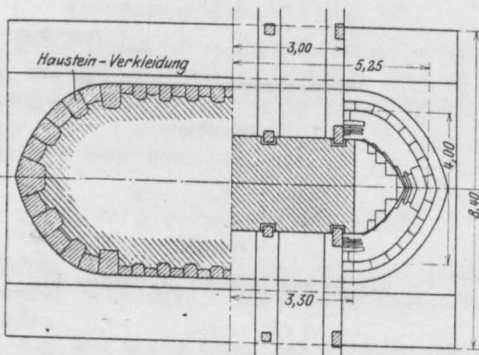
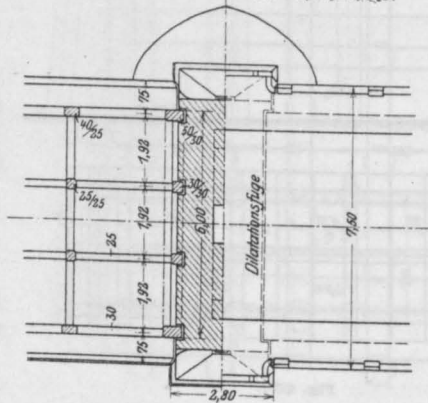


Fig. 26.

Strompfeiler II.

Fig. 26 d.



$$P = \frac{1,10}{0,04} \cdot \frac{4,0^2 \cdot 2 \cdot 5}{2(4,0 + 2,5^2)} = \sim 85 \text{ t.}$$

Berücksichtigt man nun noch, daß die Brixsche Formel mit $m = 2$ zwar allgemein für Betonpfähle angewendet wird, aber für dieselben er-

2 facher, sondern mit 4 — 6 facher Sicherheit trägt, so ergibt sich für diese Pfahlrostfundierung eine außerordentlich hohe Sicherheit.

Die fertig gerammten Pfähle wurden in der üblichen Weise oben durch eine Eisenbetonplatte,

das sog. „Bankett“ verbunden und auf diese erst das eigentliche Stampfbetonmauerwerk des Pfeilers aufgesetzt. Beim Pfeiler IV mußte der starken Auskragung des Bankettes auf der rechten Seite besondere Beachtung durch geeignete Armierung (s. Fig. 24) geschenkt werden. Eine normale Ausführung eines solchen Bankettes mit Armierung zeigt Fig. 25.

Die Gründung der beiden Strompfeiler erfolgte in üblicher Weise durch Umschließung der Bau-

Eine eigenartige Formgebung haben die beiden Endwiderlager I und VII (Fig. 23 und 27) erhalten, indem im Innern derselben Öffnungen ausgespart wurden, da das denselben entsprechende Gewicht statisch doch nicht wirksam gewesen wäre und nur den Druck auf das Fundament unnötigerweise vergrößert hätte. Der auf diese Art im Pfeiler I entstandene nutzbare und mit Fenster und Tür versehene Raum kann nun sehr gut als Werkzeugkammer dienen. Am Pfeiler I wurde nachträglich

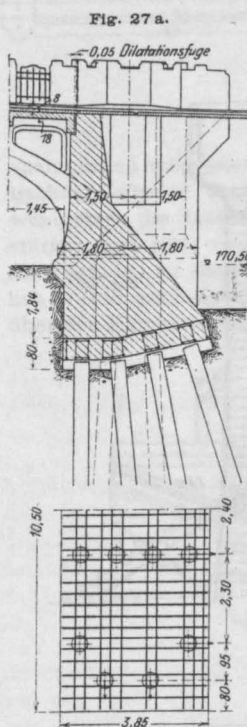


Fig. 27 f.

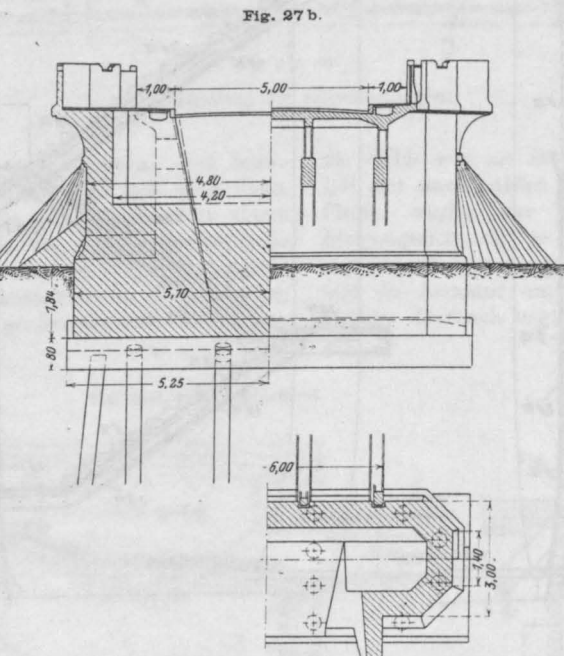


Fig. 27.

Pfeiler VII oder Landwiderlager rechts der Flutbrücke.

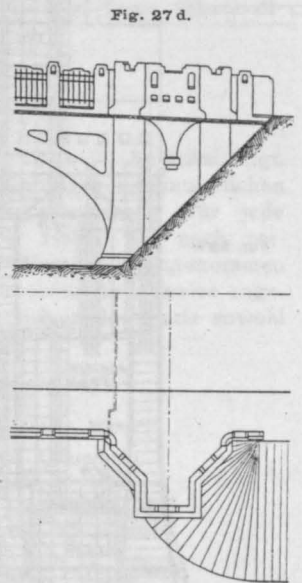


Fig. 27 e.

gruben mittels Fangdämme (Fig. 26) und wurde im Auftrage der Firma Ed. Züblin & Cie. von der Firma Ph. Holzmann & Cie. G. m. b. H. ausgeführt. Sämtliche unter Wasserspiegel gelegenen Teile der Pfeiler waren unter Wasserhaltung, also im Trockenen, herzustellen. Die fertigen Fundamente wurden dann durch eine Steinvorlage gesichert. Die Dimensionierung der Fundamentkörper erfolgte so, daß sich für den ungünstigsten Belastungsfall ohne Berücksichtigung des Auftriebes eine maximale Kantenpressung auf die Fundamentsohle von 3,5 kg/qcm und mit Auftrieb eine solche von 2,6 kg/qcm ergab.

Beide Strompfeiler sind gemäß Anordnung der Militärbehörden mit Minenkammern versehen worden.

auch noch eine Treppe zur Verbindung des Leinpfades mit der Brückenbahn angebracht (Fig. 28).

Der Aufbau der Brücke über den Gewölbten besteht aus der eigentlichen Fahrbahntafel und den die Last derselben auf die Bögen übertragenden schlanken Eisenbetonsäulen. Die kräftig armierte Fahrbahnplatte (Fig. 6, 8 und 1') hat eine mittlere Stärke von 14 cm und ist gestützt durch die 4 Längsträger, denen die 4 Säulenreihen entsprechen, und durch die in den Abständen der Säulen verlegten und gleichzeitig als obere Verspannung der Säulen dienenden Querträger. Die Längsträger haben eine totale Höhe von 38 cm und die Querträger, damit die geraden Eisen der Längsträger ohne Abkröpfung über diejenigen der Querträger durchlaufen können, eine solche von 40 cm

seitig durchgehende Aussparungen vorgesehen werden konnten, die nun als Kabelkanäle dienen.

Die die Fahrbahn tragenden Säulen waren ursprünglich alle 20/20 cm stark vorgesehen und sollten absichtlich möglichst schlank gehalten und dafür stärker armiert werden, um besser pendeln zu können, und um die aus dem starren Anschluß an die Längsträger sich ergebenden Neben-

als kontinuierlich angesehen, und die Momente vom Eigengewicht mittels der bekannten Winklerschen Tabellen bestimmt, wobei die Kontinuität jeweils nur über drei Felder ausgedehnt wurde. Die Momente des Raddruckes des Lastwagens wurden nach der etwas zu ungünstigen Formel

$$M_p = \frac{P \cdot l}{5} \text{ berechnet und dieser Wert sowohl}$$

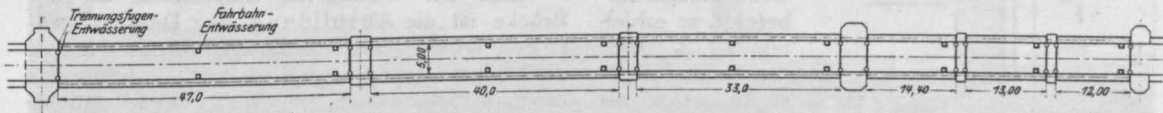


Fig. 29.

Verteilung der Entwässerungen.

spannungen möglichst zu verringern. Aus ästhetischen Gründen entschloß man sich aber dann, wenigstens die Säulen an der Gewölbestrin etwas stärker, und zwar rechteckig, mit der Breitseite in der Fassade, zu dimensionieren (Fig. 7). Schließlich wurde auch der Querschnitt für die längeren, über den Kämpfern der großen Gewölbe gelegenen

als Feld- wie als Stützenmoment berücksichtigt. Bei der nach beiden Richtungen kontinuierlichen Platte wurde zur Dimensionierung für jede Biegrichtung je die Hälfte des nach vorstehendem errechneten Momentes angenommen und die Armatur entsprechend kreuzweise angeordnet. Darnach ergab sich in der Platte sowohl

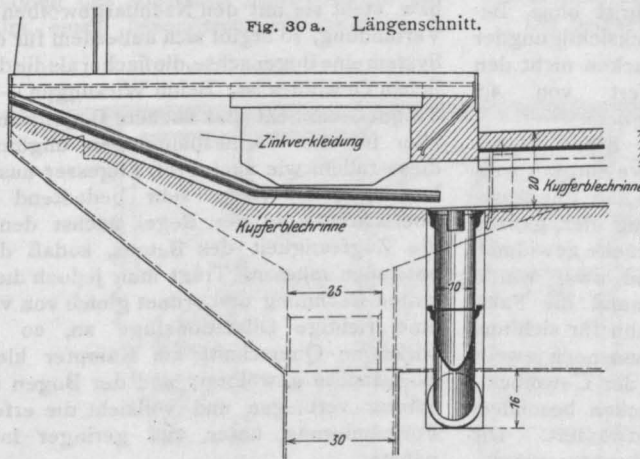


Fig. 30 a. Längenschnitt.

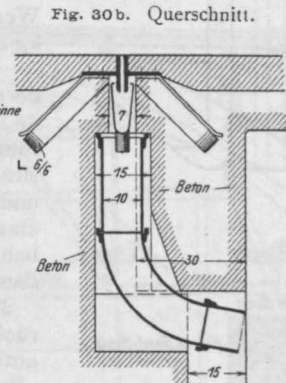


Fig. 30 b. Querschnitt.

Fig. 30. Entwässerung der Trennungsfugen.

Säulen etwas größer gewählt, so daß jetzt die Stärke der Innensäulen bei der eigentlichen Strombrücke je nach der Säulenlänge zwischen 20/20, 25/25 und 30/30 wechselt, während sie bei der Flutbrücke durchgehends 20/20 beträgt. Die Breite der Fassadensäulen nimmt bei der Strombrücke von 50 cm auf 35 cm ab, bei einer durchgehenden, den äußeren Längsträgern entsprechenden Dicke von 25 cm, während bei der Flutbrücke alle Fassadensäulen einen Querschnitt von 30/25 haben (Fig. 5 und 7).

Bei der Berechnung der Fahrbahnkonstruktion wurden sowohl Platten als Längs- und Querträger

in der Mitte, wie am Auflager, eine Eisenmenge von 10 \varnothing 12 mm, in den Längsträgern von 5 \varnothing 16 mm und in den Querträgern eine solche von 5 \varnothing 14 mm als notwendig (s. Fig. 10 u. 14). In der Ausführung sind meist die Stützenquerschnitte infolge des Übergreifens der Eisen noch stärker, als rechnerisch notwendig, armiert worden. Sämtliche Konstruktionsteile erhielten außerdem durchgehende obere gerade Eisen, sog. „Kontraktions-eisen“ (Fig. 10 u. 14), welche nicht nur zur Aufnahme allfälliger negativer Momente in Feldmitte bestimmt sind, sondern auch die Bildung von Schwind- oder Kontraktionsrissen möglichst ver-

hindern sollen und endlich zur Befestigung der Bügel dienen, so daß auch diese Armierungen als fachwerkartige starre Gerippe vorher hergestellt werden können.

ten. Im ganzen wurde eine ziemlich weitgehende Aufteilung des Eisenquerschnittes befolgt, so erhielten z. B. auch die Säulen jeweils 6 Rundisen als Längseisen-einlage und eine sehr reichliche Bügelarmierung. Der Schubspannung in den Fahrbahnteilen wurde durch Abbiegung der Eisen und Bügeln einlage begegnet, und die Haftspannung überschritt ohne Berücksichtigung der Hacken nicht den Wert von 4,5 kg/qcm.

Eine besondere Sorgfalt wurde der Entwässerung der ganzen Brücke gewidmet, und zwar wurde einmal die Fahrbahn für sich und dann noch jeweils der Gewölberücken besonders entwässert. Die Entwässerungsröhre für die Fahrbahn wurden im Scheitel bzw. unmittelbar vor den Dilatationsfugen angebracht, und die letzteren nochmals für sich besonders entwässert (Fig. 29). Die Fahrbahnplatte erhielt gegen die

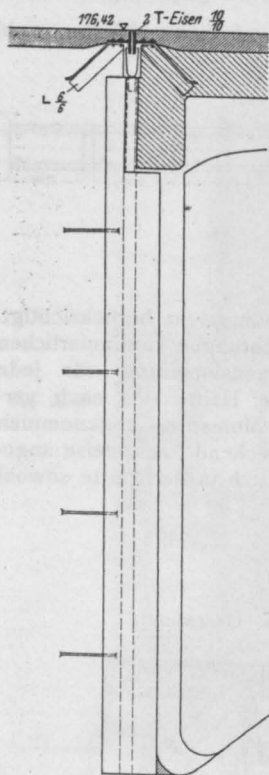
Preolithanstrich erhielt, mit welchem auch die Kabelkanäle isoliert wurden. Als Fahrbahnbelag wurde an Stelle des ursprünglich vorgesehenen Rostolithpflasters ein gewöhnliches Kleinpflaster auf Sandbettung gewählt, während die Kabelkanäle erst mit dünnen Eisenbetonplatten abgedeckt wurden, auf welche dann der Asphaltplättchenbelag der Gehwege zu liegen kam.

Eine der wichtigsten Einzelheiten an der Brücke ist die Ausbildung der Dilatationsfugen. Wenn neuere Ausführungen ergeben haben, daß kleinere Bauwerke in Eisenbeton, insbesondere kontinuierliche Balken, sehr wohl ohne Dilatationsfugen ausgeführt werden können, so dürften die letzteren, wenn Rißbildungen in der Fahrbahn über den Kämpfern vermieden werden sollen, wie schon erwähnt, bei gelenklosen Bögen nicht zu entbehren sein. Infolge der Monolithität der ganzen Konstruktion, d. h. der festen Verbindung des Aufbaues mit dem Gewölbe, wirkt die Fahrbahn mit dem Gewölbe in statischer Hinsicht zusammen, wenn auch in nicht ganz klar zu übersehender Weise. Jedenfalls aber werden Querschnitt und Trägheitsmoment des Gewölbes dadurch vergrößert. Wird nun die Fahrbahn an den Pfeilern eingespannt, bzw. steht sie mit den Nachbargewölben in fester Verbindung, so ergibt sich außerdem für das ganze System eine Bogenachse, die flacher als die des eigentlichen Gewölbes ist. Beide Wirkungen — größeres Trägheitsmoment und flachere Bogenachse — sind aber für die Wärmespannungen ungünstig, und diese fallen, wie auch Prof. Engesser ausdrücklich hervorgehoben hat*), sehr bedeutend aus und überschreiten in der Regel nächst den Pfeilern die Zugfestigkeit des Betons, sodaß dort Risse entstehen müssen. Trägt man jedoch diesem Verhalten Rechnung und ordnet gleich von vornherein eine richtige Dilatationsfuge an, so wird der wirksame Querschnitt am Kämpfer kleiner, die Bogenachse gewölbter, und der Bogen kann sich stärker verbiegen und vollzieht die erforderliche Formänderung unter viel geringer Inanspruchnahme.

Die Dilatationsfugen sollen aber auch dazu dienen, das Abschwinden der verhältnismäßig langen Fahrbahntafel auf diese Fugen zu konzentrieren. Die Fahrbahntafel ist am Scheitel infolge der festen Verbindung mit dem Gewölbe eingespannt, an den Fugen dagegen frei beweglich und kann sich somit nach Überwindung des verhältnismäßig geringen elastischen Widerstandes der kleinen Pfeilerchen ungehindert von den Fugen nach dem Scheitel zusammenziehen, sodaß dadurch die Bildung von größeren Schwindrissen vermieden wird.

Die Dilatationsfugen der Brücke in Novéant

Fig. 31 a. Aufriß.



theor. Kämpfer

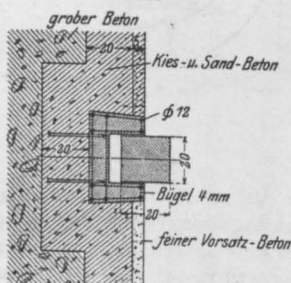


Fig. 31 b. Querschnitt.

Fig. 31.

Detail für die Ausführung
der Pendelsäulen.

Mitte ein Quergefälle von $2\frac{1}{2}\%$. Zum Zwecke der Isolierung wurden die sämtlichen Gewölberücken mit Zementglattstrich versehen, während die Fahrbahn außerdem einen 2 — 3 maligen

*) Vergl. Prof. Engesser: „Über Bogenbrücken mit elastischen Pfeilern (Bogenreihen)“, Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1901, S. 346.

sind nun derart ausgebildet, daß das Fahrbahnende ohne sich auf die Hauptpfeiler zu stützen, durch einen kräftigen Querträger abgefangen ist, der

eines U, dessen kurze Schenkel durch die Pfeiler-
vorbauten gedeckt werden. Dadurch wird auch
die Fahrbahn selbst, trotzdem sie durch die

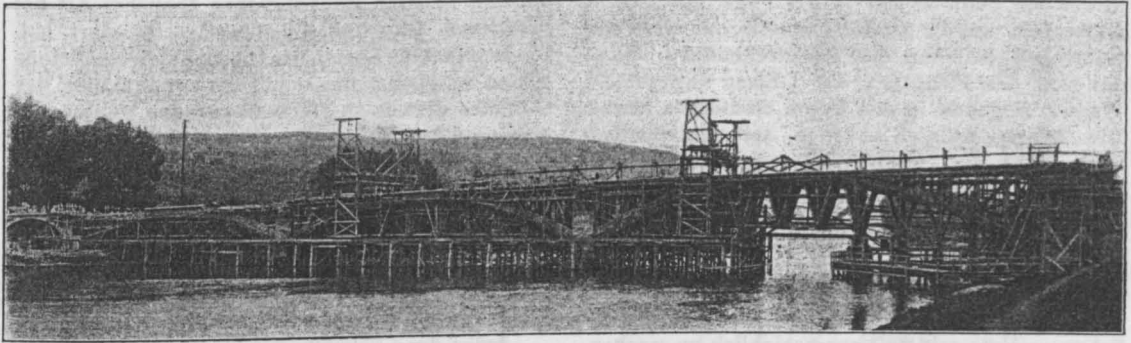


Fig. 32. Lehrgerüst und Betonierkrane.

Baustadium: Betonieren der Fahrbahnkonstruktion.

seinerseits auf den als Pendelsäulen wirkenden letzten Säulen des Aufbaues freischwebend aufruhrt. Um einen besonderen Windverband zu

Dilatationsfugen durchschnitten ist, durch die Pfeilervorsprünge seitlich gehalten.

Die beidseitigen Kanten der Fahrbahnplatte

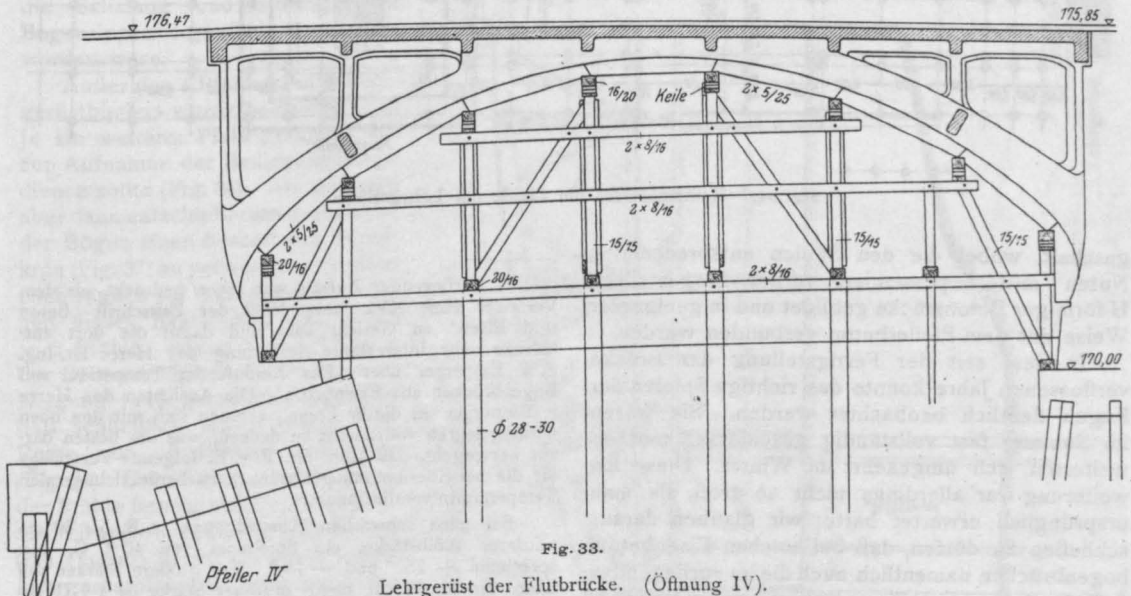


Fig. 33.

Lehrgerüst der Flutbrücke. (Öffnung IV).

ersparen, sind diese Pendelsäulen um ihre halbe Breite in die Hauptpfeiler eingelassen, derart, daß sie wohl in der Längs-, aber nicht in der Querrichtung der Brücke spielen können. Außerdem aber sind die Dilatationsfugen über den Pfeilern winkelförmig abgesetzt, haben also die Form

sind in der Fuge durch angebrachte T-Eisen (Fig. 30) geschützt, welche entsprechend der herrschenden mittleren Temperatur bei der Verlegung mit einem offenen Zwischenraum von 1 cm eingesetzt wurden. Unterhalb der T-Eisen befindet sich die Entwässerungsrinne aus Kupferblech, aus

welcher das Wasser mittels eines Kniestückes, dessen Durchmesser zwecks leichterer Reinigung 10 cm groß gewählt wurde, nach außen geleitet wird. Vor der Verlegung der Rinnen wurden die sämtlichen Betonflächen in der Fuge mit Preolit gestrichen, und die großen Fugenflächen unter den Gehwegen erhielten eine Zinkverkleidung, damit das von den Flanschen der T-Eisen abtropfende Wasser nirgends in den Beton eindringen könne. Die Dilatationsfugen wurden selbstverständlich auch durch die massive Brüstung durchgeführt. Beidseitig der Fuge wurde zum Schutze der Kanten je ein etwa 1 m breiter Streifen der Fahrbahn mittelst Vulkanolplatten abgedeckt.

Figur 31 zeigt, in welcher Weise die Pendelsäulen in die Pfeiler eingelassen wurden, um ihr sicheres Spielen in der Längsrichtung zu ermöglichen und sie seitlich unverschieblich zu machen. Zuerst wurden die Säulen selbst in sehr genauer Schalung betoniert und dann die Hauptpfeiler ein-

auch den vom Schwinden des Betons herrührenden Spannungen Rechnung tragen soll.*)

Für das Lehrgerüst der Brücke (Fig. 32) wurde eine einfache, starre Konstruktion gewählt, die sich bei bedeutend größeren Spannweiten bewährt hat. Die senkrechten Lasten des frischen Gewölbebetons sollten möglichst direkt auf die zur Stützung des Gerüsts dienenden Pfähle übertragen werden und wurden daher über jedem Pfahl mittels eines senkrechten Pfostens (Ständers) und zweier schräger Streben abgefangen. Das Gerüst bestand somit vorwiegend aus Druckgliedern; außer den Kranzhölzern waren nur noch die Bundpfetten und Bundschwellen, auf welche die Schalungskassetten für die Platte zwischen den Gewölberippen abgestützt wurden, auf Biegung beansprucht.

Jeder der 4 Gewölberippen entsprach natürlich ein Lehrbogen des Gerüsts und demgemäß auch eine Pfahlreihe. Der Abstand der Gerüstbinder

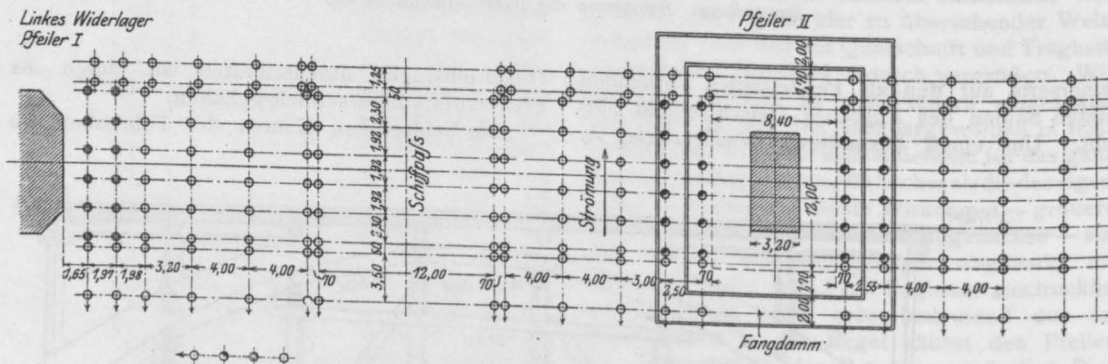


Fig. 34. Rammpfahlanlage für die Pfeiler des Lehrgerüsts.

geschalt, wobei die den Säulen entsprechenden Nuten mittels passender, vorher hergestellter, U-förmiger Betonstücke gebildet und in geeigneter Weise mit dem Pfeilerbeton verbunden wurden.

In dem seit der Fertigstellung der Brücke verflossenen Jahre konnte das richtige Spielen der Fugen deutlich beobachtet werden. Sie waren im Sommer fast vollständig geschlossen und erweiterten sich umgekehrt im Winter. Diese Erweiterung war allerdings nicht so groß, als man ursprünglich erwartet hatte; wir glauben daraus schließen zu dürfen, daß bei solchen Eisenbetonbogenbrücken namentlich auch die im vorliegenden Falle berücksichtigte Temperaturabnahme von 15° als genügende Grenze zu betrachten ist, und daß die in einigen Vorschriften geforderte Berücksichtigung eines Temperaturintervalles von +15° und -35°, welche in den allermeisten Fällen die Konstruktion von eingespannten Betonbögen überhaupt verunmöglicht, entschieden zu weit geht, obwohl wir uns bewußt sind, daß die Annahme einer so starken Temperaturniedrigung namentlich

*) Vorliegender Aufsatz war schon gedruckt, als dem Verfasser Heft XVI Jahrg. 1909 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ zu Gesicht kam und damit die dort enthaltene sehr interessante Auslassung des Herrn Dr.-Ing. F. v. Emperger über „Der Einfluß der Temperatur auf Bogenbrücken aus Eisenbeton“. Die Ansichten des Herrn v. Emperger in dieser Frage scheinen sich mit den oben niedergelegten vollständig zu decken, was am besten daraus hervorgeht, daß Herr Dr. F. v. E. folgende Vorschläge für die bei Eisenbetonbogenbrücken zu berücksichtigenden Temperaturintervalle macht:

Bei ganz schwachen Abmessungen, z. B. bis 20 cm mittlerer Wölbstärke, ein Spielraum von 40° C, entsprechend +25° und -15°. Für größere Stärken soll dann für je 10 cm mehr mittlerer Stärke je 1° C abgezogen werden, so zwar, daß in Frage käme bei einer mittleren Stärke von

20 cm	+ 25	- 15° C	entsprechend 40° C
50 cm (3)	+ 22	- 12° C	„ 34° C
1 m (8)	+ 17	- 7° C	„ 24° C

Diese Vorschläge sind jedenfalls im höchsten Grade beachtenswert und werden sicherlich von allen, die sich mit dieser Frage schon eingehender befaßt haben, sehr begrüßt werden.

und Pfahlreihen in der Längsrichtung der Brücke betrug 3,0—4,5 m entsprechend der Länge der Kranzhölzer. Die Kranzhölzer wurden über den Pfosten gestoßen und unter dem Stoß, sowohl zur Deckung des letzteren, wie zur Herabminderung des Druckes quer zur Holzfaser, Eichenholzklotze angeordnet. Da erfahrungsgemäß die schrägen Streben wegen der unvermeidlichen Ungenauigkeit der Holzverbindungen niemals von Anfang an in gleichem Maße zur Wirkung kommen, wie die Pfosten, sondern erst, wenn sich die Kranzhölzer etwas durchgebogen haben, so wurden die Pfosten doppelt angeordnet (Fig. 36 u. 37), und die Streben zwischen denselben am untern Ende auf Keile gesetzt, sodaß sie vor Beginn der Belastung gehörig angetrieben werden konnten. Die Schalung der Gewölbeplatte wurde derart angeordnet, daß sie nach genügendem Erhärten dieser dünneren Betonteile entfernt und wieder verwendet werden konnte, ohne daß dadurch die Schalung und Stützung der Bogenrippen irgendwie beeinflusst worden wäre.

Außer den 4 Pfählen jedes Lehrgerüstbinders wurde beidseitig noch je ein weiterer Pfahl gerammt, der zur Aufnahme der Bedienungsstege dienen sollte (Fig. 34). Als man sich aber dann entschloß, zum Betonieren der Bögen einen besonderen Portal-kran (Fig. 37) zu verwenden, mußten nachträglich zur Aufnahme der Bahnen dieses Krans beidseitig noch je 2 Pfähle, wovon zur Erhöhung der Seitensteifigkeit die äußeren in Neigung 1:10, gerammt werden, so daß schließlich jedem Binder eine Reihe von 10 Pfählen entsprach (Fig. 34). Der mittlere Durchmesser der Pfähle betrug mit Rücksicht aufs die teilweise ziemlich große Länge (bis 11,00 m) 30 cm; die eigentlichen Lehrgerüstpfähle wurden durch die Gewölbe allein mit durchschnittlich 9 t belastet, welche Belastung allerdings bei Hinzurechnung des Aufbaues auf 14 t anstieg. Sämtliche Pfähle wurden vom Schiff aus mit einer Dampfkunstramme von 800 kg Bärgewicht bis zur Erreichung genügender Standfestigkeit gerammt.

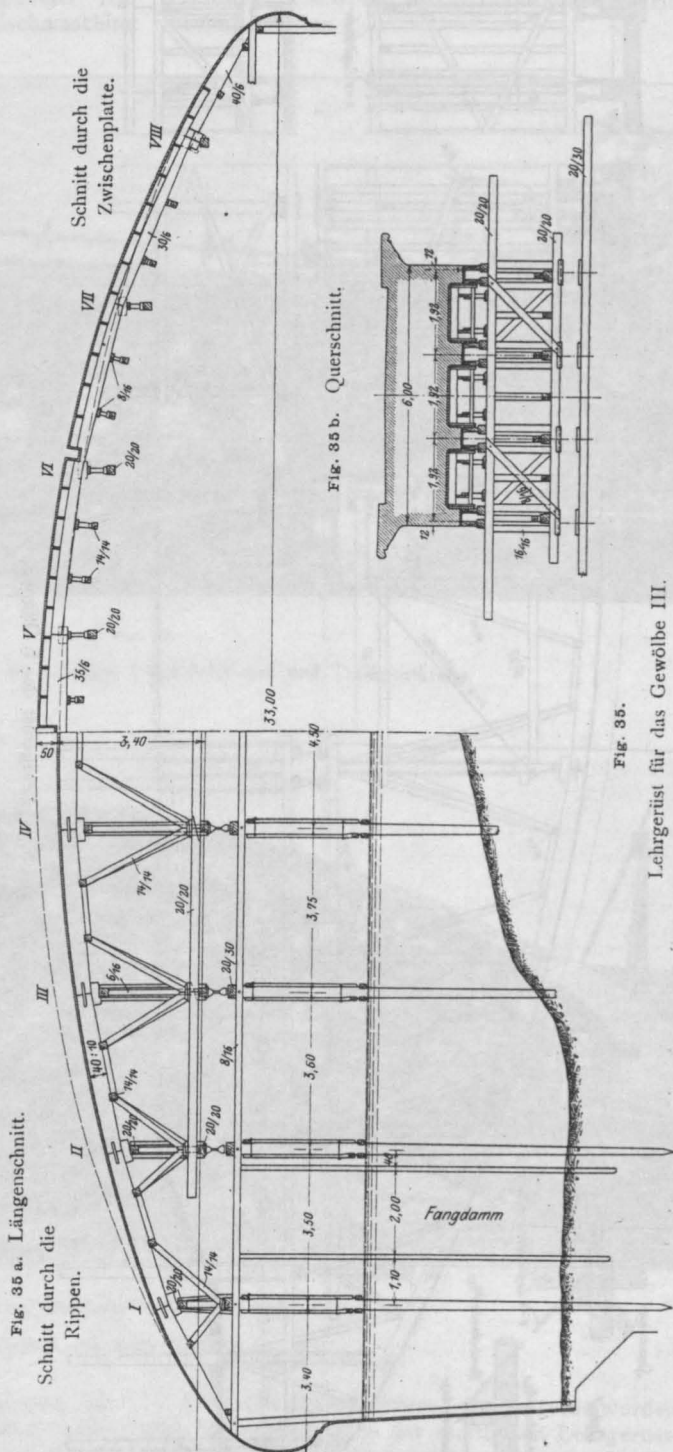


Fig. 35.

Lehrgerüst für das Gewölbe III.

Fig. 36 b. Querschnitte.

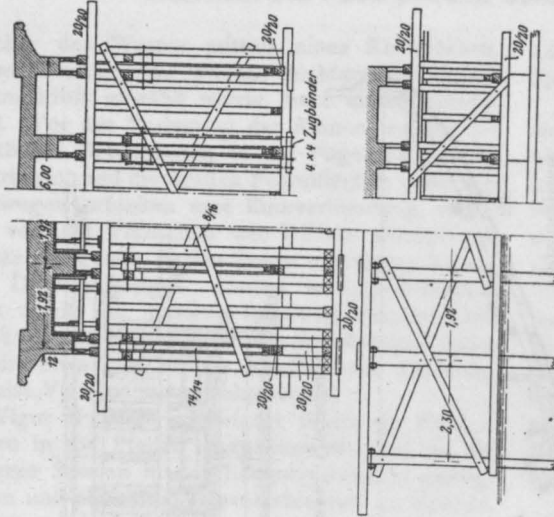


Fig. 36 a. Längsschnitt.

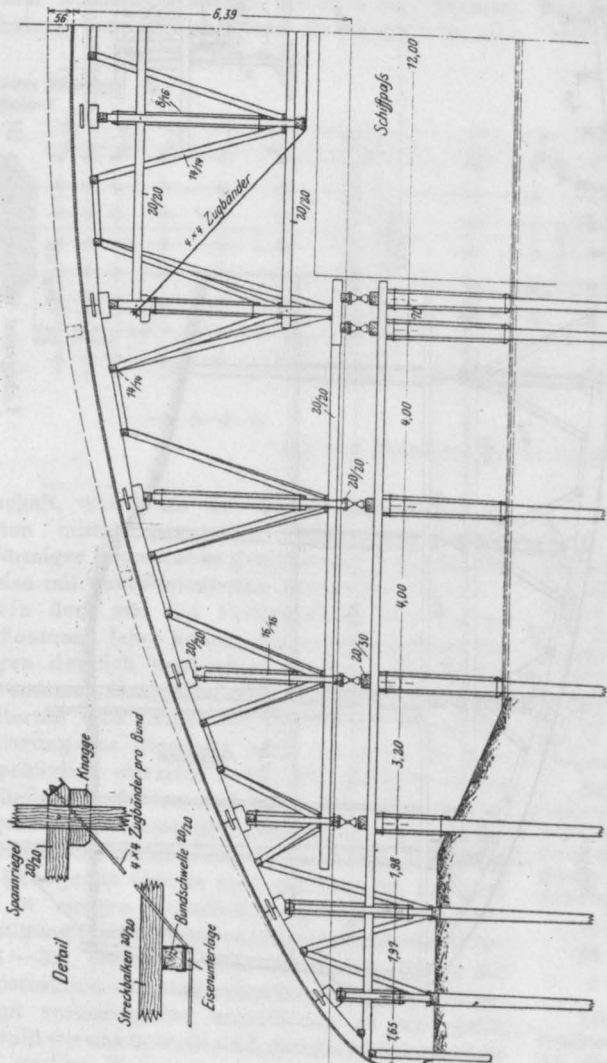


Fig. 36. Lehergerüst der I. Öffnung.

Über Niederwasser wurden die Pfähle, wie üblich, durch Zangen und Kreuze auch in der Querrichtung versteift, ebenso auch das Obergerüst.

Auf Anordnung der Wasserbauverwaltung mußte im Interesse der Schifffahrt in der ersten Öffnung ($l = 47,0$ m) im Gerüst ein Schiffspañ von 12 m Breite und 4,50 m lichter Höhe über N.W. ausgespart werden (Fig. 36, 37). Die Überbrückung dieses Schiffspasses erfolgte mittels eines doppelten Hängewerkes.

Zum Niederlassen des Lehergerüsts waren für die drei großen Öffnungen Senkschrauben (Fig. 35, 36), für die drei kleinen dagegen einfache Keillager angeordnet worden. Den Senkschrauben wurde vor Sandtöpfen der Vorzug gegeben, weil sich mit ersteren ein allmähliges und gleichmäßiges Niederlassen des Gerüsts leichter erzielen läßt. Um den anderseits gegenüber Sandtöpfen bestehenden Nachteil der geringeren Stabilität zu beseitigen, erhielten die Senkschrauben besonders starke Abmessungen, namentlich große Spindeldurchmesser (Fig. 41).

Zur Herabminderung des Druckes quer zur Holzfaser wurden diese Senkschrauben oder Stockwinden auf kurze U-Eisenstücke als Unterlage gestellt und solche auch über denselben angebracht (Fig. 35, 36).

Beim Abbinden erhielten die sämtlichen Gerüste eine der voraussichtlichen Senkung während des Betonierens der Gewölbe und beim Ausschalen entsprechende Überhöhung, und zwar wurde bei den drei kleinen Gewölben ein Maß von 2 cm, bei den drei großen ein solches von 3 bzw. 4, bzw. 5 cm, für Gewölbe III, bzw. II, bzw. I gewählt.

Zum Betonieren der Gewölbe war eine eigenartige Transporteinrichtung erstellt worden, die sich bestens bewährt hat, und auf die wir hier ebenfalls kurz hinweisen wollen. Es wurden, wie schon erwähnt, zwei fahrbare Portalkrane (Fig. 32) aus Holz konstruiert, welche die ganze Breite der Gewölbe überspannten und über alle hinwegfahren

konnten, was ihre Aufstellung jeweils direkt über der zu betonierenden Lamelle ermöglichte. Auf jedem Kran war eine Kunz'sche Mischmaschine

bzw. Rollbahn auf dem Dienststeg seitlich der Gewölbe. Die Krane konnten sehr leicht von Hand bewegt werden.

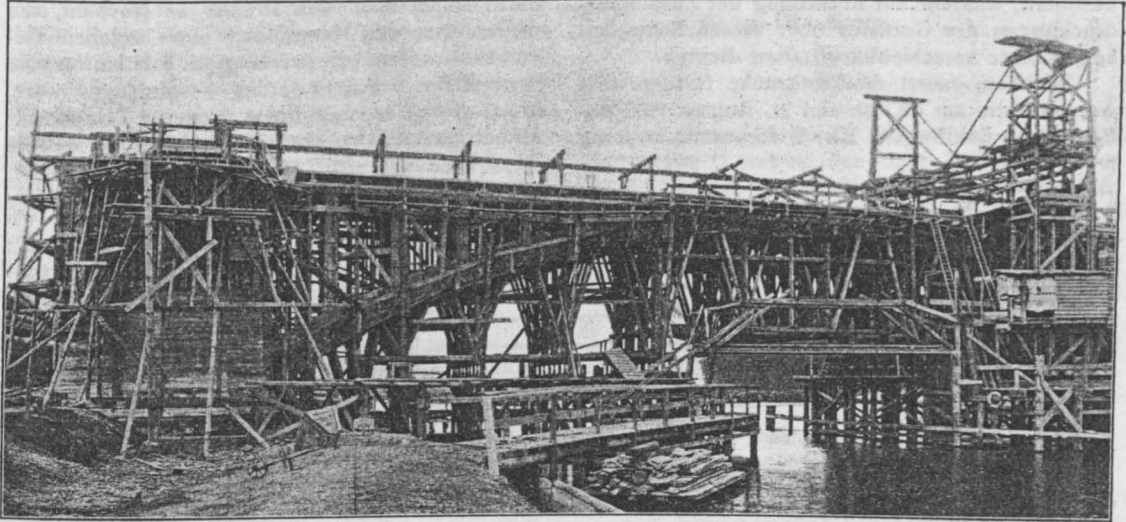


Fig. 37.

Ansicht des Gerüsts für Gewölbe I mit Schiffspass und Transportkran.

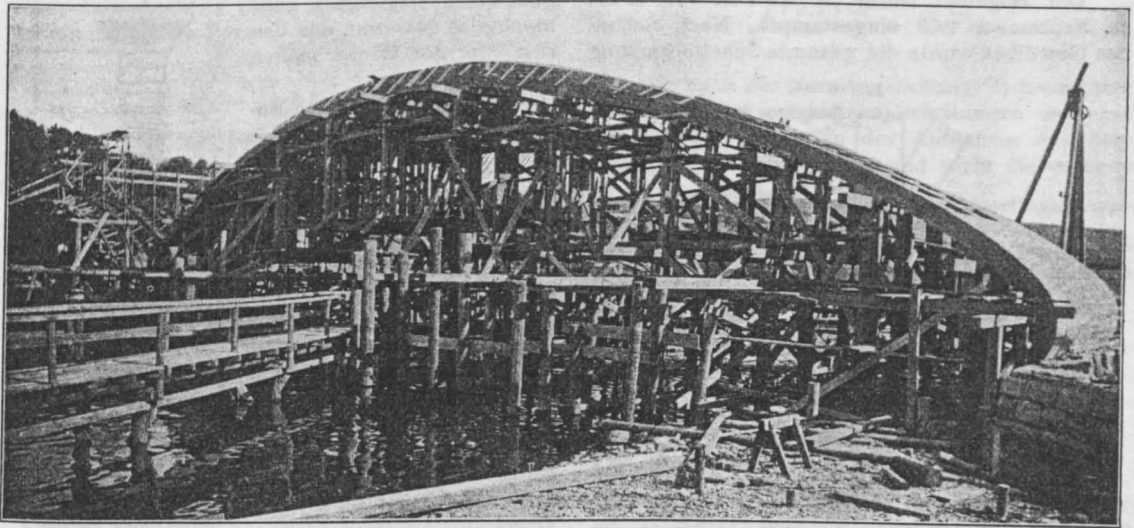


Fig. 38. Gerüst für Gewölbe I in der Herstellung:

Die Streben sind noch nicht eingesetzt.

sowie ein Betonaufzug mit Motor montiert, so daß also der Beton jeweils fast an Ort und Stelle hergestellt wurde und keinen weiten Transportweg zu machen hatte. Die Zufuhr der Materialien, Kiessand und Zement, erfolgte mit Hängebahn,

Während des Betonierens der Gewölbe wurden täglich die Senkungen der sämtlichen Lehrgerüstpfähle, sowohl wie die Zusammendrückung des Gerüsts selbst, beobachtet, so daß daraus die Gesamtdeformation der Bogenachsen ermittelt werden

konnte. Die Senkungen der Pfähle wurden durch Einnivellieren der über den Köpfen derselben angebrachten Bundschwelle. sowohl auf der stromaufwärtigen, wie auf der stromabwärtigen Seite, bestimmt, während zur Ermittlung der Zusammenrückungen des Gerüsts über diesen Schwellen angebrachte verschiebbare Latten dienten.

Nachdem zuerst die Flutbrücke fertiggestellt war, erfolgte am 19., 20. und 21. August 1908 das Betonieren des Bogens III. Die gesamte Senkung

wurden sehr vorsichtig und gleichmäßig, in den Mitten der Öffnungen beginnend, gesenkt, so daß die Bogen ganz allmählich selber zum Tragen kamen. (Es ist klar, daß, im Gegensatz zum Vorgehen beim Bau der Brücke in Novéant, die idealste Art der Herstellung eines solchen Gewölbes — sofern die verlangten Fristen für die Fertigstellung dies zulassen — diejenige wäre, das Gewölbe bei möglichst niedriger Temperatur zu betonieren, also etwa im Frühjahr, so daß es

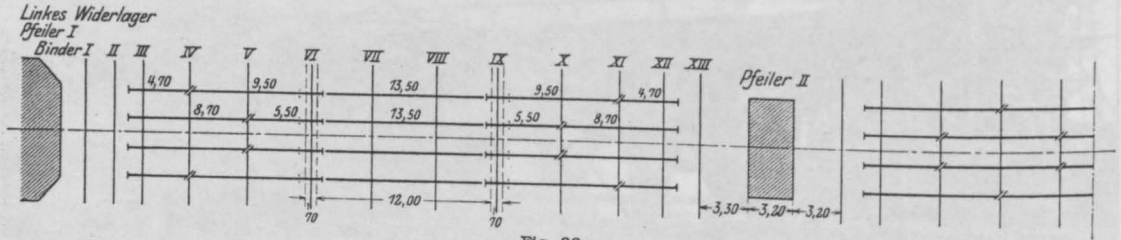


Fig. 39.

Anordnung der Stoßfugen der Streckbalken des Lehrgerüsts.

der Schalung im Scheitel wurde dabei (als Mittel zwischen der stromaufwärtigen und der stromabwärtigen Ablesung) zu 13 mm ermittelt und nahm während der Herstellung nur unwesentlich zu, so daß sie unmittelbar vor dem Ausrüsten $14\frac{1}{4}$ mm betrug.

Der Bogen II wurde in der Zeit vom 8. bis 10. September 1908 eingestampft. Nach Schluß des Gewölbes wurde die gesamte Scheitelsenkung

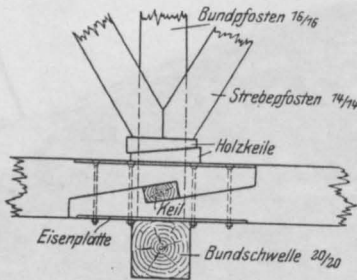


Fig. 40.

Stoß der Streckbalken des Lehrgerüsts.

zu 11 mm bestimmt, welcher Wert infolge Aufbringung des Aufbaues bis zum Zeitpunkt des Ausschalens auf $14\frac{1}{2}$ mm anstieg.

Als letzter wurde vom 14. bis 18. September der Bogen I betonierte und dabei in der Mitte des Hängewerkes eine totale Senkung von $22\frac{1}{2}$ mm konstatiert, welche sich bis zum Ausrüsten auf $24\frac{1}{4}$ mm vergrößerte.

Das Ablassen der Lehrgerüste erfolgte dann am 31. Oktober, nachdem also die Gewölbe ein Alter von 6—10 Wochen hatten. Die Schrauben

sich dann bei höherer Temperatur im Sommer selbst vom Gerüst abheben würde. Im vorliegenden Falle verboten aber schon die gestellten Vollendungstermine ein solches Verfahren und außerdem wäre es, wegen des zu befürchtenden Eisganges auf der Mosel, ganz unmöglich gewesen, das Gerüst über den Winter stehen zu lassen.)

Die Einsenkung der Bogenscheitel beim Ausschalen wurde mittels in der Brückenachse an den inneren Leibern angebrachter Griot'scher Biegunsmesser festgestellt. Diese Senkung betrug bei Bogen III: 3 mm, bei Bogen II: 9,5 mm und bei Bogen I, wo zwei Biegunsmesser, und zwar unmittelbar zu beiden Seiten des Schiffspasses, angebracht waren, 6,6 bzw. 5 mm. Gleichzeitig sollten die Bewegungen der Dilatationsfugen, sowie allfällige Verschiebungen der Sockel der Pfeiler I und IV, mittels angebrachter Latten gemessen werden. Doch sei gleich bemerkt, daß sich nicht erwarten ließ, daß es möglich wäre, mit solchen primitiven Hilfsmitteln die absolute Größe dieser minimalen Bewegungen mit Sicherheit festzustellen. Die gemachten Beobachtungen dürfen daher nur mit Vorbehalt hingenommen werden. Nach denselben zeigte sich der Sockel

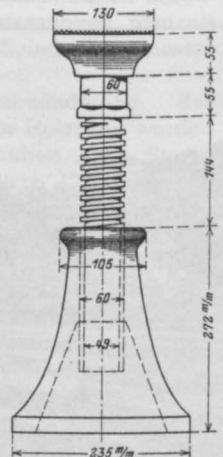


Fig. 41.

Senkschraube oder
Stockwinde für das
Lehrgerüst.

von Pfeiler IV um etwa $\frac{1}{2}$ mm, derjenige von Pfeiler I um etwa $\frac{1}{4}$ mm nach außen geschoben. Beim Bogen I zeigte sich die Dilatationsfuge am Pfeiler I um etwa 1 mm, diejenige am Pfeiler II um etwa $\frac{1}{4}$ mm erweitert; beim Bogen II waren beide Fugen um etwa $\frac{1}{4}$ mm größer geworden, dagegen beim Bogen III diejenige am Pfeiler III um etwa $\frac{1}{4}$ mm erweitert, während die Fuge am Pfeiler IV um etwa $\frac{1}{2}$ mm verengert schien. Dieses letztere merkwürdige Resultat könnte allerdings durch eine kleine Drehung des Pfeilers IV erklärt werden.

Sowohl während des Ausrüstens, wie in der Zeit nachher, wurden die sämtlichen Bauteile auf das genaueste untersucht; irgendwelche Rißbildungen waren aber nirgends zu beobachten.

Da die Biegunsmesser entfernt werden mußten, so wurden in der Folge die Einsenkungen der Scheitel, die man schon vor dem Ablassen des Lehrgerüsts einnivelliert hatte, auch durch

Nivellement bestimmt. Anfang November ergaben sich dabei an mehreren Tagen nacheinander in Übereinstimmung mit den Resultaten der Biegunsmesser die Einsenkungen wie folgt:

Bogen III : 3 mm,
„ II : 10 mm,
„ I (Scheitel!) : 9 mm.

Am 25. und 28. Januar 1909 wurden die Scheitel der Bögen II und III bei einer Temperatur von -11° wieder einnivelliert und dabei für den Bogen III eine Senkung von 5 mm, für den Bogen II dagegen nur eine solche von 8, bzw. 7 mm gefunden. Vielleicht ist das auffallende Resultat bei Bogen II auf die Kontinuität der Bögen zurückzuführen. Die Senkung von Bogen I konnte zu dieser Zeit nicht ermittelt werden, weil der dort aufgestellte Fixpunkt inzwischen hatte entfernt werden müssen.

(Schluß folgt.)

ÜBER DIE HAFTSPANNUNGEN VON EISENBETONBALKEN.

Von Prof. Dr. Fr. Engesser (Karlsruhe).

Zur Berechnung der Haftspannungen eines Eisenbetonbalkens dient nach den amtlichen Bestimmungen die Formel

$$\tau = \frac{Q}{z u}, \dots \dots \dots (1)$$

wo Q die an der betrachteten Stelle herrschende Querkraft,

u den Umfang der Längseisen und

z den Abstand der letzteren vom Mittelpunkt der Betondruckspannungen bezeichnet. Bei Ableitung dieser Formel wurden die Verhältnisse eines elastischen Vollträgers von konstantem Querschnitt zugrunde gelegt, dabei aber von der Mitwirkung des Betons bei Aufnahme der Zugkräfte abgesehen, und dementsprechend die Zugkraft der Eiseneinlagen

$$Z = \frac{M}{z} \dots \dots \dots (2)$$

gesetzt. Die Summe aller Haftkräfte vom Auflager bis zum Querschnitt x ist gleich

$$\int_0^x \tau u dx = \int_0^x \frac{Q dx}{z} = \frac{M - M_0}{z} = Z - Z_0.$$

Für einfache Träger ist das Auflagermoment $M_0 = 0$. Bezeichnet man die Abszisse des größten Moments M_1 mit x_1 (bei symmetrischer Belastung $= 0,5 l$), so wird

$$\int_0^{x_1} \tau u dx = \frac{M_1}{z} = Z_1 \dots \dots \dots (3)$$

Der nach der Normengleichung (1) berechnete Wert von τ ist bei kleinen Belastungen zu groß, da hier der Beton an der Aufnahme der Zugspannungen noch mithilft, und nicht die gesamte Zugkraft $\frac{M_1}{z}$ in die Eiseneinlagen übertragen werden muß. Die Spannung der letzteren ist, solange der Beton noch annähernd der Hooke'schen Gleichung

$$\sigma = E_b \epsilon$$

folgt,

$$\sigma = \frac{n M v}{J_i},$$

wo n = Verhältnis der Elastizitätszahlen von Eisen und Beton $= E_e : E_b$, J_i Trägheitsmoment eines gedachten Querschnitts F_i mit einfachem Betonquerschnitt und n -fachem Eisenquerschnitt $F_i = F_b + n F$ und v = Abstand der Eiseneinlagen von der Schwerachse von F_i . Die Zugkraft des Eisens ist dementsprechend

$$Z' = F \sigma = \frac{F n M v}{J_i} = \frac{M}{z'} \dots \dots \dots (4)$$

Aus $dZ' = r' u dx$ folgt die Haftspannung zu

$$r' = \frac{1}{u} \cdot \frac{dZ'}{dx} = \frac{1}{uz'} \cdot \frac{dM}{dx} = \frac{Q}{uz'} \dots (5)$$

Die Strecke z' ($= J_1 : F n v$) ist größer als die Strecke z der Normengleichung (1), und somit ist auch die wirkliche Haftspannung r' kleiner als die der Gleichung (1) entsprechende Haftspannung r . Die Summe aller Haftkräfte hat die Größe

$$\int_0^1 r' u dx = \frac{M_1}{z'}$$

und ist kleiner als die nach Gleichung (3) berechnete Größe $\frac{M_1}{z}$.

Mit wachsender Belastung ändern sich die Verhältnisse. Der gezogene Beton wird gegen Trägermitte hin nachgiebiger, sein Gefüge wird gelockert, an einzelnen Stellen treten Anrisse auf; die Eiseneinlage nimmt einen immer größer werdenden Teil der Zugkraft auf, bis schließlich der Beton an der gefährdetsten Stelle vollständig reißt, und das Eisen daselbst die gesamte Zugkraft ($Z_1 = M_1 : z$) aufnehmen muß. Die Summe aller

Haftkräfte $\left(= \int_0^1 r' u dx \right)$ ist nun offenbar gleich

dieser Zugkraft Z_1 und hat daher den gleichen Wert wie bei der Berechnung nach den amtlichen Bestimmungen (Gleichung 3); doch ist die Art ihrer Verteilung über die Längseisen hin eine wesentlich andere. Die Haftspannungen r werden anfänglich in der Nähe des Auflagers ihre Werte nach Gleichung (5) $r' = \frac{Q}{uz'}$ beibehalten, während sie gegen Trägermitte hin die Normenwerte $r = \frac{Q}{uz}$ übertreffen. Bei weiterer Lasterhöhung

mehren sich die Vollrisse; der Haftwiderstand wird längs der Rißstrecke stark gemindert, unter Umständen bis auf Null. Die Haftspannungen ziehen sich mehr und mehr gegen das Auflager hin zurück und steigen hier, falls nicht vorher die Eisen den Zugspannungen oder der Beton den Druckspannungen und Schubspannungen nachgeben, schließlich auf ihr Höchstmaß, auf die Haftfestigkeit, womit dann die Tragkraft des Balkens erschöpft ist.

Eine genaue Klarlegung der einschlägigen Verhältnisse läßt sich nicht durchführen; doch kann man sich wenigstens in groben Umrissen ein Bild davon machen, wie dies im folgenden versucht werden soll.

Der betrachtete Balken sei beispielsweise durch zwei gleich große Lasten P in den Abständen a von den Auflagern belastet. Auf der Strecke $0-a$

ist sodann das Moment $M = Px$ und die Querkraft $Q = P$; auf der Mittelstrecke ist $M = Pa$ und $Q = 0$ (siehe Fig. 1). In Fig. 2 sind für kleine Belastungen P die Werte der Eisenzugkräfte Z' und der zugehörigen Haftspannungen r' durch die vollen Linien I, und die Normenwerte Z und r durch die gestrichelten Linien II dargestellt. Ein etwaiger Überstand c der Eiseneinlage bleibt bei

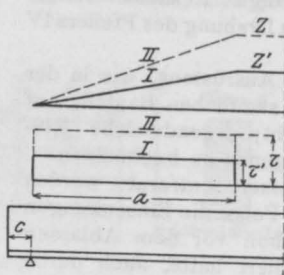


Fig. 1.

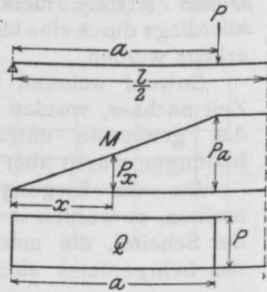


Fig. 2.

Schneidenlagerung des Balkens (Fig. 2) spannungslos; bei Flächenlagerung (Fig. 3) treten daselbst die in Fig. 3 dargestellten geringen Zugkräfte und Haftspannungen auf. Fig. 4 zeigt die Verhältnisse nach eingetretenen Vollrissen. Die Z -Linie folgt anfänglich der Linie I ($= Z'$), verläuft dann parallel der Normenlinie II und erhebt sich

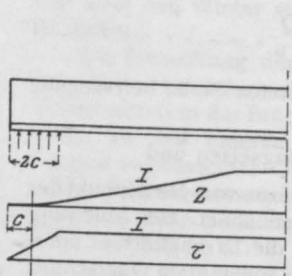


Fig. 3.

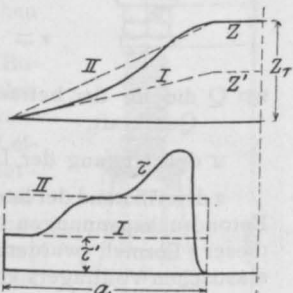


Fig. 4.

schließlich in stärkerer Steigung zu ihrem Höchstwert $Z_1 \left(= \frac{M_1}{z} \right)$ in der Rißstrecke. Die ent-

sprechende r -Linie $\left(r = \frac{1}{u} \frac{dZ}{dx} \right)$ schließt sich anfänglich den Linien I und II an, steigt dann innerhalb des Bereichs des gelockerten Betons ganz oder nahezu auf den daselbst möglichen Höchstwert des Haftwiderstands und sinkt schließlich innerhalb der Rißstrecke auf Null herab. Der Inhalt der durch die r -Linie begrenzte Fläche ist gleich $\frac{Z_1}{u} = \frac{M_1}{zu}$. Die größten Haftspannungen treten hier nach nicht an den Auflagern, sondern weiter gegen

die Mitte hin, im Bereich des gelockerten Betons auf. Ein ähnliches Verhalten zeigen, nebenbei gesagt, auch die Schubspannungen des Betons in der Nähe der Eiseneinlagen. Daraus erklärt sich auch, warum die Scherrisse des Betons in der Regel nicht unmittelbar bei den Auflagern, wo doch die Querkräfte i. a. ihren Höchstwert erreichen, sondern näher gegen die Anrißstrecke hin auftreten.

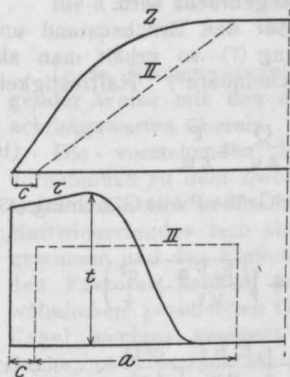


Fig. 5.

Das Spannungsbild unmittelbar vor Erschöpfung der Tragkraft des Balkens ist in Fig. 5 dargestellt. Die Haftspannungen treten hauptsächlich in der

Nähe des Auflagers auf und nehmen auch den Ueberstand c in Anspruch. Sie erreichen etwa an der Grenze des gelockerten Betons ihren Höchstwert, d. i. die Haftfestigkeit t , und fallen dann bis zur Vollrißstrecke nahezu bis auf Null herab. Die Linie der Zugkraft Z steigt dementsprechend anfänglich steil in die Höhe und erreicht schließlich in der Vollrißstrecke ihren Größtwert Z_1 .

Für die weitere rechnerische Behandlung denken wir uns die von der r -Linie begrenzte Fläche durch ein Rechteck ersetzt, von einer Höhe gleich der Haftfestigkeit t und einer Länge x , die schätzungsweise gleich der Abszisse des äußersten Zugrisses gesetzt werden möge; mit anderen Worten, wir führen die Rechnung so, wie wenn die Haftspannungen nur auf der unverletzten Strecke x und zwar durchgängig mit ihrem Höchstwert t aufträten, auf der Rißstrecke jedoch völlig verschwinden (Fig. 6). Es gelten dann folgende Gleichungen:

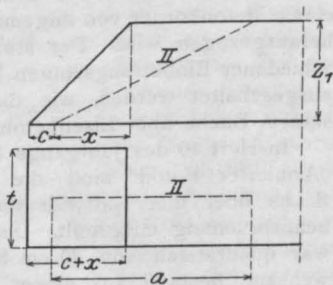


Fig. 6.

$$(c+x)ut = Z_1 = \frac{M_1}{z} \quad (6)$$

und

$k_0 = \frac{M_x}{zF}$ = Spannung des Eisens an der Rißstelle (7) berechnet auf Grund der Normengleichung (2). Diese scheinbare Rißspannung ist außer von der

Zugfestigkeit des Betons und von dem Dehnungsverhältnis von Eisen und Beton auch noch von dem Eisenverhältnis ρ des Querschnitts abhängig. Sie wächst mit abnehmendem ρ und ist auf Grund von Versuchen festzustellen. Man kann k_0 aber auch aus der Beziehung $k_0 = k_z W:Fz$ bestimmen, die man durch Einsetzen von $M_x = k_z W$ in Gleichung (7) erhält. Hierin bedeutet W das Widerstandsmoment des gedachten Querschnitts F_1 , und k_z die zugehörige durch Versuche oder Rechnung zu ermittelnde Biegunugszugfestigkeit des Betons.

Aus den vorstehenden Gleichungen (6) und (7) erhält man durch Ausschaltung der Größe z ,

$$\frac{M_x}{M_1} (c+x) = \frac{k_0 F}{tu} \quad (8)$$

woraus sich x bestimmen läßt. Man zeichne die Linie $y = \frac{M_x}{M_1} (c+x)$, nachdem man deren Ordinaten gerechnet oder nach einfachem graphischem Verfahren ermittelt hat, und schneide sie mit einer Wagerechten, die in der Höhe $\frac{k_0 F}{tu}$ oberhalb der Abszissenachse gezogen wird. Die Abszisse des Schnittpunkts liefert sodann die gesuchte Strecke x . Der zugehörige Größtwert des Moments, d. i. die Tragfähigkeit des Balkens, ergibt sich mit Hilfe der Gleichung (6) zu

$$M_1 = (c+x) t u z \quad (6a)$$

und die zugehörige Spannung der Eiseneinlage zu

$$\sigma_1 = \frac{Z_1}{F} = \frac{M_1}{Fz}.$$

Selbstverständlich ist die volle Ausnutzung des Haftwiderstands nur möglich, solange σ_1 kleiner als die äußerste Spannung des Eisens ($=k$) ist; als solche ist in der Regel die Spannung an der Streckgrenze anzunehmen. Ergibt die Rechnung σ_1 größer als k , so tritt der Bruch vor Erschöpfung des Haftwiderstands infolge Überanstrengung des Eisens ein. Das entsprechende Bruchmoment ist

$$M_1 = F k z \quad (9)$$

Sollen gleichzeitig Haftwiderstand und Zugwiderstand des Eisens überwunden werden, so müssen gleichzeitig die Gleichungen (6), (7) und (9) erfüllt sein. Man erhält aus (7) und (9)

$$\frac{M_x}{M_1} = \frac{k_0}{k},$$

woraus sich das zu M_x gehörige x graphisch leicht ermitteln läßt. Gleichung (6) und (7) liefern sodann für die Anordnung der Eisen die Bedingung

$$\frac{F}{u} = \frac{(c+x)t}{k} \quad (10)$$

Für Rundeisen folgt hieraus die Größe des Durchmessers

$$d = \frac{4(c+x)t}{k}.$$

Für die weitere Ausführung des bis jetzt ganz allgemein gehaltenen Verfahrens diene als Beispiel der durch zwei symmetrische Lasten P belastete Balken (Fig. 1). Hier ist zu setzen $M_1 = Pa$ und $M_x = Px$. Gleichung (8) geht über in

$$\frac{x}{a}(c+x) = \frac{k_0 F}{t u},$$

woraus

$$x = -\frac{c}{2} + \sqrt{\frac{k_0 F a}{u t} + \frac{c^2}{4}} \dots (11)$$

folgt. Das zugehörige Größtmoment ist nach Gleichung (6)

$$M_1 = t u z \left(\frac{c}{2} + \sqrt{\frac{k_0 F a}{u t} + \frac{c^2}{4}} \right) \dots (12)$$

und die halbe Bruchlast

$$P = \frac{M_1}{a} = \frac{t u z}{a} \left(\frac{c}{2} + \sqrt{\frac{k_0 F a}{u t} + \frac{c^2}{4}} \right) \dots (13)$$

Für $c = 0$ wird

$$x = \sqrt{\frac{k_0 F a}{u t}}, \dots (11a)$$

$$M_1 = z \sqrt{k_0 t F u a}, \dots (12a)$$

$$P = z \sqrt{\frac{k_0 t F u}{a}} \dots (13a)$$

Aus Gleichung (10) erhält man nach Einsetzen des Werts von x die Grenzbedingung

$$\frac{F}{u} = \frac{(c k + k_0 a) t}{k^2},$$

und für Rundeisen

$$d = \frac{4(c k + k_0 a) t}{k^2} \dots (14)$$

Für $c = 0$ wird

$$d = \frac{4 k_0 t a}{k^2} \dots (14a)$$

Bei gegebener Bruchlast $2P$ findet man aus Gleichung (13) die zugehörige Haftfestigkeit

$$t = P^2 a^2 : (P a c + k_0 F a z) u z \dots (15)$$

und für $c = 0$

$$t = \frac{P^2 a}{u F z^2 k_0} \dots (15a)$$

Aus Gleichung (13) ist ersichtlich, daß die dem Haftwiderstand entsprechende Bruchlast $2P$ nicht nur von der Haftfestigkeit t und dem Umfange u der Eiseneinlagen abhängig ist, sondern auch von der

Rißspannung k_0 , die mit der Zugfestigkeit des Betons in engstem Zusammenhang steht, und von dem Eisenquerschnitt F . Außerdem ist, abgesehen von dem Überstand c der Eisen, auch die Belastungsweise von Einfluß, was durch die Größe a zum Ausdruck gebracht wird.

Benutzt man die für den Bruchzustand ungültige Normengleichung (1), so erhält man als rechnungsmäßige („scheinbare“) Haftfestigkeit den Wert

$$t_1 = \frac{Q}{z u} = \frac{P}{z u} \dots (16)$$

Nach Einsetzen der Größe P aus Gleichung (13) ergibt sich hieraus

$$\begin{aligned} t_1 &= \frac{t}{a} \left(\frac{c}{2} + \sqrt{\frac{k_0 F a}{u t} + \frac{c^2}{4}} \right) \\ &= \frac{c t}{2 a} + \sqrt{\frac{k_0 F t}{u a} + \frac{c^2 t^2}{4 a^2}} \dots (17) \end{aligned}$$

und für $c = 0$

$$t_1 = \sqrt{\frac{t k_0 F}{u a}} = \sqrt{\frac{t k_0 d}{4 a}} \dots (17a)$$

Die vorstehenden Ausdrücke zeigen, daß die scheinbare Haftfestigkeit t_1 keineswegs als eine einfache Materialeigenschaft anzusehen ist, sondern eine ziemlich verwickelte Funktion von verschiedenen Materialeigenschaften und Formgrößen darstellt; sie nimmt mit dem Durchmesser der Eiseneinlagen zu, und mit wachsendem Hebelsarm a der Belastung ab. Ihre Größe ist bei fehlendem Überstand c stets geringer als die der wirklichen Haftfestigkeit t . Letztere wird aus Versuchen bestimmt, bei denen das Eisen aus einem Betonkörper von angemessener Anordnung herausgezogen wird. Der störende Einfluß verschiedener Einbettungslängen kann hierbei leicht ausgeschaltet werden, wie dies von Mörsch in seinem Buche über Eisenbeton geschehen ist.

In Heft 10 des Jahrgangs 1909 der Zeitschrift „Armiert Beton“ sind die neuesten Versuche Bachs über den Haftwiderstand bei Biegebbeanspruchung mitgeteilt. Der Balkenquerschnitt war quadratisch von 30 cm Seitenlänge, die Bewehrung bestand aus einem einzigen Rundeisen von 2,5 cm Durchmesser, der Hebelsarm z betrug ungefähr 24 cm, der Überstand $c = 8$ cm; die Rißspannung k_0 wurde zu rund 1200 kg/qcm beobachtet. Die Belastung bestand aus 2 symmetrischen Lasten in den Abständen a von den Auflagern. Als scheinbare Haftfestigkeiten wurden gefunden für

$a = 25$ cm	50 cm	75 cm
die Werte $t_1 = 35,7$	22,9	21,7 kg/qcm

Mit Hilfe der Gleichung (17) ergibt sich hieraus die wirkliche Haftfestigkeit t im Mittel zu 30 kg/qcm,

ein Wert, der in gutem Einklang mit den Ergebnissen unmittelbarer Versuche steht. Benutzt man nun diesen Wert $t = 30$, um rückwärts aus Gleichung (17) die entsprechenden Werte von t_1 zu gewinnen, so erhält man

für $a = 25$ cm	50 cm	75 cm
$t_1 = 35,2$	23,7	19,0 kg/qcm

Diese Rechnungswerte stimmen in befriedigender Weise mit den oben angegebenen Beobachtungswerten überein.

Die vorstehenden Untersuchungen wurden vornehmlich zu dem Zwecke angestellt, um einen tieferen Einblick in die bei der Überwindung des Haftwiderstandes sich abspielenden Vorgänge zu gewinnen und den Einfluß der hierbei maßgebenden Faktoren kennen zu lernen. Für den gewöhnlichen praktischen Gebrauch sind sie in der Regel weniger geeignet, da sie der Natur der Sache nach weniger einfach sind und sich insbesondere für die Größe der Reißspannung k_0 keine einfachen, allgemein gültigen Regeln angeben lassen.

Aus Gründen der Einfachheit wird es sich für die gewöhnlichen Fälle der Anwendung mehr empfehlen, von der Gleichung (1) auszugehen, wie dies in den derzeit gültigen Vorschriften fast aller Staaten geschehen ist, und den zur Entwicklung des Haftwiderstandes erforderlichen Umfang aus der Gleichung $u = \frac{Q}{z \tau_1}$ zu bestimmen.

Es unterliegt dies praktisch keinem Bedenken, wenn nur die zulässige scheinbare Haftspannung τ , in vorsichtiger Weise auf Grund von Biegeversuchen festgesetzt, und hierdurch der theoretische Mangel der Gleichung unschädlich gemacht wird. Als Q ist bei fehlendem Überstand dessen GrößtWert, d. i. die Querkraft am Auflager, einzusetzen. Bei vorhandenem Überstand c kann nach dem Vorgang von Hager (Armierter Beton 1909, Heft 11) die Querkraft Q_x desjenigen Querschnitts eingeführt werden, dessen Abszisse x dem Berührungspunkt B einer Tangente an die Momentenlinie entspricht, die vom Endpunkt E des Überstandes

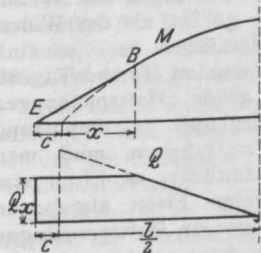


Fig. 7.

aus gezogen wird. In Fig. 7 ist diese Konstruktion für gleichmäßige Vollbelastung durchgeführt.

In den preußischen Bestimmungen ist $\tau_1 = 4,5$ kg/qcm vorgeschrieben. Diese Vorschrift erscheint insofern weniger zweckmäßig, als sie den verschiedenen Beschaffenheiten des Betons keine Rechnung trägt und bei geringwertigem Beton bezüglich der Haftspannungen eine geringere

Sicherheit bietet als bezüglich der Druckspannungen, für welche der hohe Betrag $m = 6$ verlangt wird. In dieser Beziehung besser ist die französische Vorschrift, welche die zulässige scheinbare Haftspannung gleich dem zehnten Teil der zulässigen Druckspannung festsetzt und letztere zu 0,28 der Würfelfestigkeit annimmt; hierdurch wird eine gleichmäßigere Sicherheit nach beiden Seiten hin erzielt. Im Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, Seite 593, habe ich einen Sicherheitsgrad von $m = 3,5$ für statisch bestimmte Träger und von $m = 4$ bis 5 für statisch unbestimmte vorgeschlagen. Die zulässige scheinbare Haftspannung kann, falls einschlägige Versuche fehlen, unter günstigen Verhältnissen (wenige Längsstäbe; Querbügel vorhanden) gleich 0,1 der zulässigen Druckspannung gesetzt werden. Unter ungünstigen Verhältnissen (viele Längsstäbe; keine Querbügel) sollte man vorsichtigerweise nur 0,08 der Druckspannung wählen.

Dadurch, daß die zulässige Haftspannung von der Güte des Betons abhängig gemacht wird, ist es möglich, den Haftwiderstand, außer durch Vergrößerung des Überstandes der Eisen oder durch Hackenbildung, auch durch Verbesserung der Betonbeschaffenheit zu erhöhen. In ähnlicher Weise kann man im Bedarfsfall die mit dem Alter eintretende Vergrößerung der Haftfestigkeit dazu benutzen, um die erforderliche Haftsicherheit zu erreichen, indem man die „Schonzeit“ des Bauwerks entsprechend weit ausdehnt (vgl. die Ausführungen des vorerwähnten Aufsatzes).

In den bisherigen Untersuchungen war vorausgesetzt worden, daß sämtliche Längseisen auf der Zugseite des Balkens angeordnet seien und in voller Stärke bis zu den Auflagern durchlaufen. Werden jedoch einige der Eisen gegen die Auflager hin aufgebogen, so ändern sich die Haftverhältnisse. Die aufgebogenen Eisen werden im Druckbeton verankert; die Länge der geraden Ankerstrecke s bestimmt sich aus der Gleichung

$s = \frac{H}{u \tau}$, wo H die Zugkraft des Eisens beim Anfangspunkt der Ankerstrecke bezeichnet, und τ die zulässige Haftspannung. Die Größe von H richtet sich nach der Anordnung der Aufbiegungen. Sind letztere beispielsweise derart angeordnet, daß sie im Grenzfall wie die Diagonalen eines Fachwerks zur Wirkung gelangen, deren Zugkraft $= D$, und deren Neigungswinkel $= \vartheta$ ist, so wird $H = D \cos \vartheta$, und im Höchstfall, wenn die Zugfähigkeit des Eisens ausgenutzt würde, $H = f k \cos \vartheta$. Die zulässige Haftspannung τ ist auf die wirkliche Haftfestigkeit t zu beziehen; sie kann mit Rücksicht auf die ungleiche Kraftverteilung längs der Ankerstrecke etwa gleich $\frac{1}{7}$ der Druckspannung angenommen werden.

Bezüglich der Haftspannungen der r gerade bleibenden Eisen sind die Ansichten geteilt. Die einen nehmen an, daß diese Spannungen die gleichen seien, wie wenn sämtliche m Eisen unten blieben, die andern setzen diese Spannungen $\frac{m}{r}$ mal größer an, wie solches auch in den deutschen Leitsätzen und in den amtlichen Vorschriften geschehen ist, und erhalten demgemäß die Widerstandsfähigkeit dieser Eisen gegen Gleiten nur $\frac{r}{m}$ mal so groß. Letztere Ansicht wäre offenbar zutreffend, wenn die Gleichung (1) den tatsächlichen Verhältnissen entspräche und ohne weiters hier angewendet werden dürfte. Sie ergibt für r gerade Eisen mit den Einzelquerschnitten F_1 und den Einzelumfängen u_1 die Haftspannung

$$\tau_r = \frac{Q}{r u_1 z_r},$$

und für m gerade Eisen die Haftspannung

$$\tau_m = \frac{Q}{m u_1 z_m}.$$

Hieraus folgt

$$\frac{\tau_r}{\tau_m} = \frac{m z_m}{r z_r} \text{ oder rund } \frac{m}{r},$$

da die Hebelsarme z_m und z_r nur unwesentlich von einander abweichen. Nun sind aber, wie früher eingehend erörtert, die Voraussetzungen der Gleichung (1) in Wirklichkeit nicht erfüllt, und demnach kann auch die daraus gezogene

Folgerung $\frac{\tau_r}{\tau_m} = \frac{m}{r}$ nicht zutreffen.

Für kleine Belastungen gilt nach früherem die Gleichung (5), woraus

$$\tau_m = \frac{Q_m F_1 n v_m}{m u_1 J_m} = \frac{Q F_1 n v_m}{u_1 J_m}$$

und

$$\tau_r = \frac{Q F_1 n v_r}{u_1 J_r}$$

folgen. Das Verhältnis $\frac{\tau_r}{\tau_m} = \frac{J_m}{v_m} : \frac{J_r}{v_r}$ ist hiernach gleich dem umgekehrten Verhältnis der Widerstandsmomente $\frac{J_r}{v_r}$ und $\frac{J_m}{v_m}$ der gedachten Querschnitte $F_r = F_b + n r F_1$ und $F_m = F_b + n \cdot m F_1$. Dieses Verhältnis ist aber wesentlich kleiner als $\frac{m}{r}$ und kommt der Einheit meistens ziemlich nahe. Beispielsweise erhält man für den extremen Fall $\frac{m}{r} = 4$ mit einem Eisenverhältnis $v_m = 1,2\%$, den Wert $\frac{\tau_r}{\tau_m} = 1,25$. Bei sehr großen Belastungen, in der Nähe des Bruchzustands,

läßt sich entsprechend den früheren Ausführungen der gesamte Haftwiderstand eines Eisens annähernd $T = (c + x) u_1 t$ setzen. Das Verhältnis der Haftwiderstände eines Eisens, wenn nur r Eisen oder alle m Eisen gerade bleiben, ist hier-

$$\text{nach } \frac{T_r}{T_m} = \frac{c + x_r}{c + x_m}, \text{ wobei } x_r \text{ und } x_m \text{ die Ab-}$$

zissen des jeweiligen äußersten Risses darstellen. Wenn nun, wie dies bei kurzer Aufbiegungsstrecke e zutrifft, x_m größer als e ist, dann fällt der Rißquerschnitt in die Strecke, wo noch alle m Eisen unten liegen; dann muß offenbar $x_r = x_m$ und demgemäß $T_r = T_m$ sein. Wenn jedoch x_m kleiner als e ist, dann fällt der Rißquerschnitt in die Aufbiegungsstrecke, und x_r wird etwas kleiner als x_m , da mit abnehmender Zahl der Zugeisen die Rißgefahr steigt. Hiernach würde auch T_r etwas kleiner als T_m ausfallen, bei den üblichen Anordnungen wohl höchstens um 25%. Nun setzen aber die vorstehenden Erwägungen voraus, daß die Kräfte in den einzelnen Längseisen vollkommen unabhängig von einander verlaufen, wie wenn keine gegenseitige Verbindung vorhanden wäre. Tatsächlich sind jedoch die Längseisen durch den Beton miteinander verbunden, der, wenn auch gelockert und an einzelnen Stellen zerissen, trotzdem einen gewissen Kräfteaustausch bei auftretenden Ungleichmäßigkeiten vermitteln kann. Die gerade bleibenden Eisen werden hierdurch zum Teil auch an die aufgebogenen Eisen verankert und nehmen an deren günstigeren Haftverhältnissen teil, so daß der vorerwähnte kleine Unterschied von T_r und T_m in zahlreichen Fällen völlig verschwinden, bisweilen sogar sich umkehren kann. Die ausgedehnten Versuche von Bach (vgl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten Heft 45—47) lassen eine befriedigende Übereinstimmung zwischen T_r und T_m erkennen; in der Mehrzahl der Fälle zeigte sich sogar der Widerstand T_r um ein wenig größer als der Widerstand T_m bei lauter geraden Eisen.

Gleich großen Widerständen T_r und T_m entsprechen auch gleich große Haftspannungen τ_r und τ_m . Um dieses Ergebnis bei Benutzung der Normengleichung (1) zu erhalten, muß man daselbst den Umfang sämtlicher m Eisen einführen, einerlei ob einzelne Eisen abgebogen sind oder nicht. Die scheinbaren Haftspannungen τ_r und τ_m ergeben sich dann gleich groß zu

$$\tau_r = \tau_m = \frac{Q}{m u_1 z} \dots \dots \dots (18)$$

Unter ungünstigen Umständen ist gemäß dem oben Gesagten τ_r etwas größer anzunehmen, als vorstehende Gleichung entspricht.

Die Enden der Längseisen werden zur Erhöhung der Sicherheit gewöhnlich mit Haken versehen. Dieselben können derart ausgebildet werden, daß sie für sich allein imstande sind,

die ganze Zugkraft aufzunehmen. Es bedürfte dann zur Sicherung gegen Bruch des Haftwiderstandes längs der geraden Eisenstrecke nicht mehr. Letzterer ist jedoch erforderlich, um den Verbund unter den Gebrauchslasten zu sichern, da erfahrungsgemäß die Haken erst nach erfolgter Lockerung voll in Wirkung treten. Die gerade Haftlänge sollte daher mindestens so groß sein, daß durch die Gebrauchslasten die Haftfestigkeit daselbst nicht überschritten wird.

Zusammenstellung der Hauptegebnisse.

Die zur Bestimmung der Haftspannungen gewöhnlich benutzte Gleichung

$$\tau = \frac{Q}{u z}$$

entspricht nicht den tatsächlichen Verhältnissen; die mit ihrer Hilfe aus Biegungsversuchen berechnete Haftfestigkeit stimmt daher auch nicht mit den wirklichen, aus unmittelbaren Haftversuchen erhaltenen überein. Sie ist zum Unterschied als „scheinbare“ Haftfestigkeit zu bezeichnen.

Der Haftwiderstand eines Längseisens wächst nicht nur mit dessen Umfang und mit der Haftfestigkeit, sondern auch mit dessen Querschnitt, mit der Zugfestigkeit des Betons und mit dem Verhältnis der Querkraft zum Angriffsmoment der äußeren Kräfte.

Die zulässige Haftspannung sollte nicht wie in den amtlichen Bestimmungen als unveränderliche Größe angegeben, sondern in Beziehung zur Güte des Betons gesetzt werden, um den Vorteil einer besseren Beschaffenheit desselben ausnutzen zu können.

Bei Balken mit aufgebogenem Eisen ist der Haftwiderstand eines der gerade bleibenden Eisen annähernd ebenso groß wie bei Balken mit lauter geraden Eisen. Beim Gebrauch der Normengleichung

$$\tau = \frac{Q}{u z}$$

darf daher i. d. R. als u der Umfang sämtlicher Längseisen einschließlich der aufgebogenen eingeführt werden.

KOHLSENSILOANLAGE FÜR DIE ELEKTRISCHE ZENTRALE DER ALBERTSTADT-DRESDEN.

Von Dr.-Ing. R. Müller

im Zementbaugeschäft Rud. Wölle, Leipzig.

Die meisten modernen Feuerungsanlagen von elektrischen Kraftstationen sind so eingerichtet, daß die Kessel aus Silos direkt beschickt werden können. Es ist dadurch das lästige Ankarren und Aufwerfen der Kohlen von Hand auf eine ganz einfache, fast automatisch wirkende mechanische Tätigkeit zurückgeführt.

Eine solche Anlage soll in dem vorliegenden Aufsatz besprochen werden. Es handelt sich hier um den Kohlensilo der elektrischen Zentrale Dresden-Albertstadt.

Das Projekt ist von dem Militärbauamte III-Dresden im Vereine mit den bauausführenden Firmen: Fabrik für Transportanlagen Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, Maschinenfabrik Germania, Chemnitz und Zementbaugeschäft Rud. Wölle, Leipzig, ausgearbeitet worden.

Kessel- und Maschinenanlage bestanden bereits seit einigen Jahren, so daß der Silo (an die Stelle abzureißender Kohlenschuppen) an das im Betriebe befindliche Kesselhaus angebaut werden mußte.

Wie die Grundrißzeichnungen 1a—1d und die Schnittzeichnungen 2a und 2b es zeigen, besteht

der Silo aus 4 Doppeltrichtern Ia—IVb und einem einfachen Trichter V, die alle durch ein Becherwerk (Conveyor) beschickt werden.

Die Kohlen werden auf dem Gleise a (Fig. 1b und 1c) mittels Bahnwagen angefahren, in den Trichter b entleert (Fig. 1b und 3), und sie gelangen von hier aus auf das Becherwerk c. Das Becherwerk fördert die Kohlen nach oben und kippt sie entweder in die oberen „Verbrauchs“-Bunker oder durch die Schütttrichter d (Fig. 2b) hindurch in die unteren „Reserve“-Bunker. Von den Verbrauchsbunkern aus kann die Kohle durch die Einläufe e unmittelbar in die Kesselfeuerungen entleert werden, wobei sie eine automatische Wage passiert, die das Verbrauchsgewicht des Feuerungsmaterials selbsttätig aufzeichnet (Fig. 2b).

Die Entnahme aus den unteren Bunkern geschieht so, daß die horizontalen Bodenschieber geöffnet werden, wodurch die Kohle auf das Becherwerk fällt, das sie dann wieder hoch fördert und nun in die Verbrauchsbunker schüttet. Zur Aufspeicherung weiterer Kohlenvorräte sind die in Fig. 2b und 3 rechts vom Gleise a stehenden Kohlenschuppen angeordnet. Aus diesen gelangt

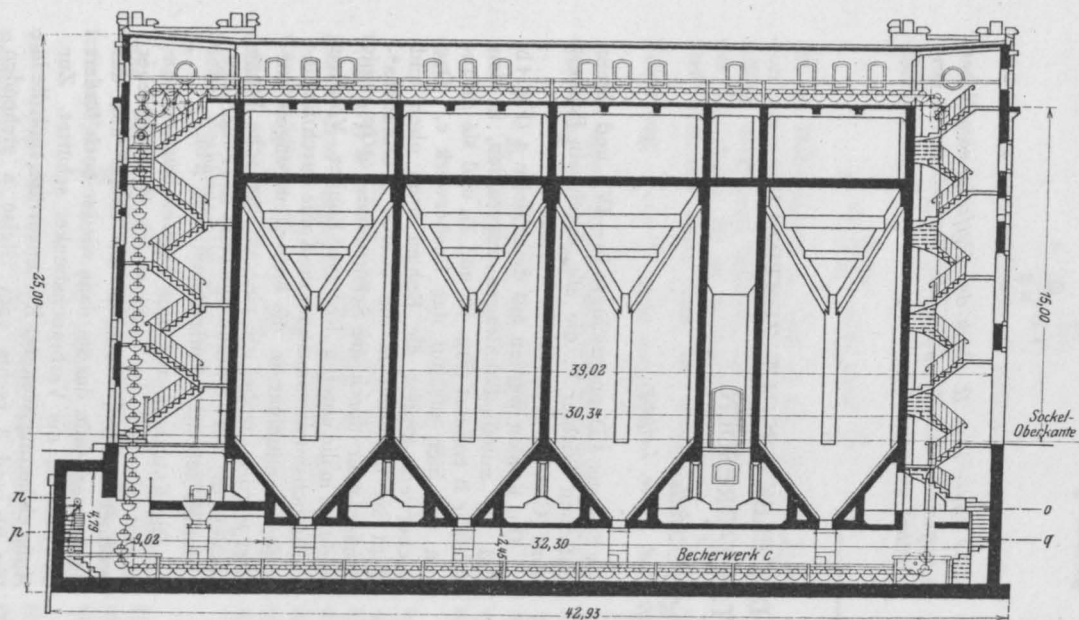


Fig. 2a. Längsschnitt.

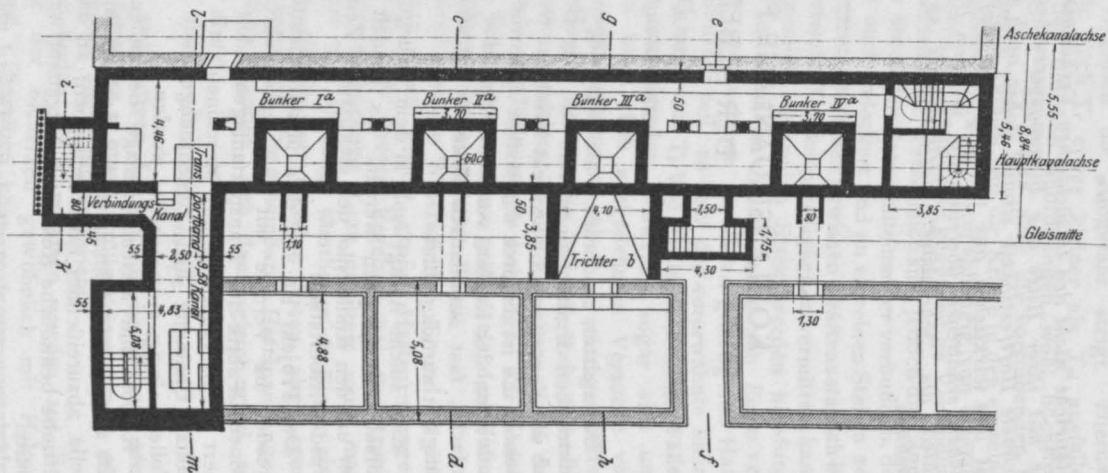


Fig. 1b. Schnitt n—o.

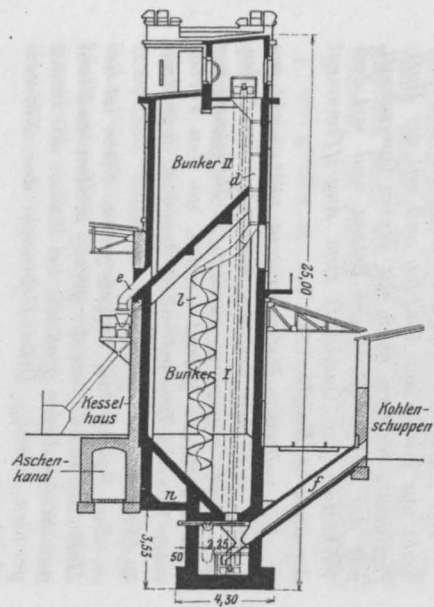


Fig. 2b. Schnitt c—d.

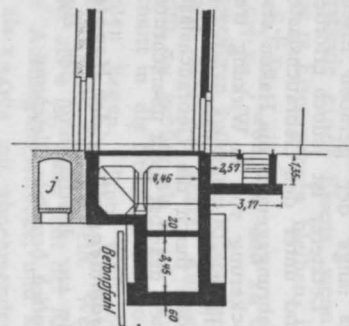


Fig. 5. Schnitt e—f.

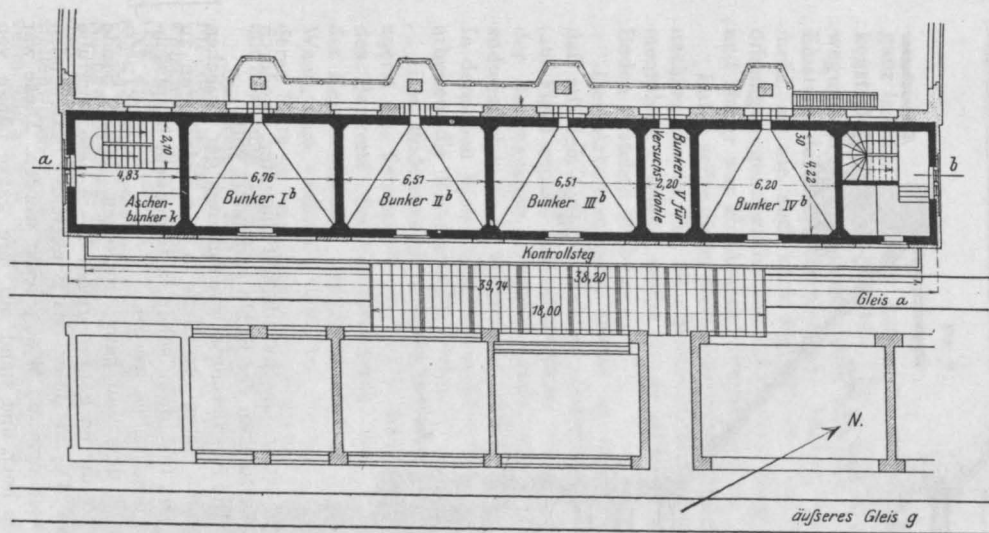


Fig. 1 c. Schnitt durch die Verbrauchsbunker.

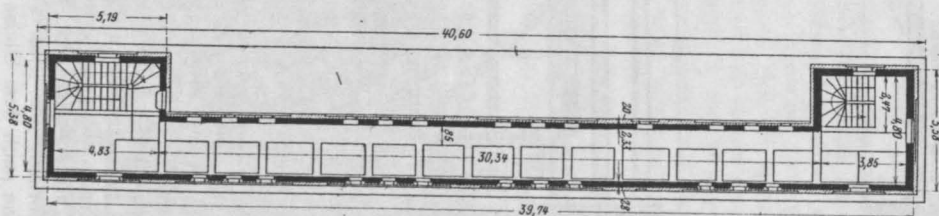


Fig. 1 d. Schnitt durch den oberen Conveyorlauf.

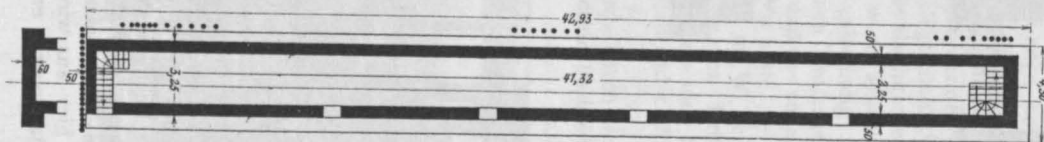


Fig. 1 a. Schnitt p—g.

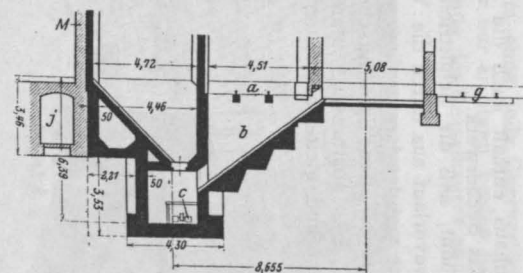


Fig. 3. Schnitt g—h.

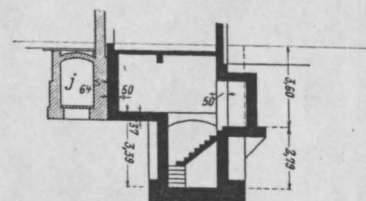


Fig. 6. Schnitt i—k.

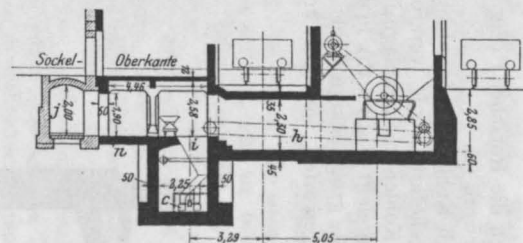


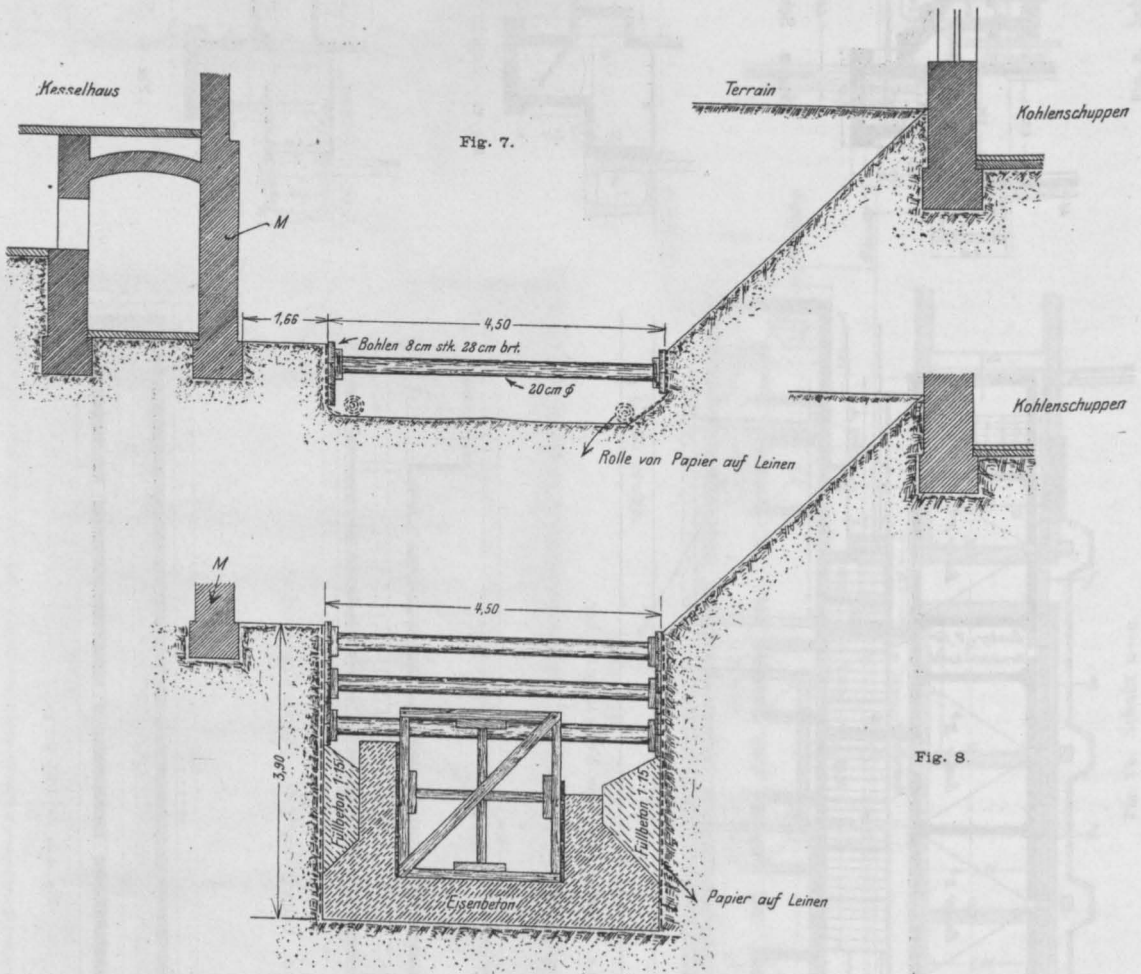
Fig. 4. Schnitt i—k.

die Kohle durch die Rutschen f (Fig. 2b) ebenfalls auf das Becherwerk (c).

Damit auch Kohle, die in nichtzerkleinertem Zustande angeliefert wird, verarbeitet werden kann, ist eine Kohlenbrecheranlage in Verbindung mit dem Silo angelegt (Fig. 4 u. 1b). In diesen Kohlenbrecher wird die grobstückige Kohle vom Gleise g (Fig. 6) aus eingeworfen, wird dort zerkleinert und

Dasselbe Treppenhaus enthält auch die Antriebsmaschinen für das Becherwerk.

Es sei noch erwähnt, daß die Schüttrichter, die vom oberen Conveyorlauf aus durch die Verbrauchsbunker hindurch nach den darunterliegenden Reservebunkern führen, auf offene Spiralarutschen l ausmünden (Fig. 2b). Das abstürzende Material fällt auf diese Rutschen und gleitet auf ihnen mit



durch das Transportband im Kanale h in den Schüttrichter i gefördert, durch den hindurch sie in das Becherwerk c fällt.

Durch denselben Schüttrichter i wird auch die aus der Kesselanlage ausscheidende Asche aus dem Aschenkanale j (Fig. 4) mittels gleisloser Handwagen in das Becherwerk gestürzt, das sie dann in den eisernen Aschenbunker k fortschafft, der im linken Treppenhaus angebracht ist (Fig. 1c). Von hier aus wird die Asche nach dem Gleise a auf Bahnwagen entleert.

verringerten Geschwindigkeit hinunter, wodurch ein Zerstäuben der Kohle verhindert wird.

Die Ausführungsschwierigkeiten der baulichen Anlagen waren vor allem in den Erdarbeiten zu suchen, und diese sollen in folgendem hauptsächlich beschrieben werden.

In dem durchaus trockenen, feinen Sande mußte die im ganzen gegen $6\frac{1}{2}$ m tiefe Baugrube etwa $3\frac{1}{2}$ m unter das Bankett der bestehenden Kesselhauswand M abgesenkt werden. Diese war 13 m hoch und stand auf ihre ganze Länge von

40 m ohne jede Querversteifung völlig frei und war nur an ihren beiden Enden durch die Stirnwände des Kesselhauses und dann oben durch die

Vorsichtsmaßregel ergriffen. War die Tiefe der Bankettoberkante erreicht, so wurden an einzelnen, einer Gefährdung besonders ausgesetzten Punkten (wie an beiden Enden der Wand und an der Stelle, an der sie durch eine Türöffnung geschwächt war) einige gebohrte, nicht armierte Betonpfähle eingebracht. Diese Pfähle, die einen Durchmesser von 22 cm hatten, wurden bis unter die Sohle des unteren Conveyerlaufes geführt, und sie bildeten einzelne feste Stützpunkte (Fig. 1a und Fig. 5).

Eine besondere Schwierigkeit beim Abbau bestand darin, daß der fast ganz trockene Sandboden nur auf eine sehr geringe Höhe und auch nur einige Augenblicke stand, um dann sofort einzustürzen. Außerdem rieselte der Sand selbst durch die feinsten Ritzen der horizontalen Bohlwand beständig durch, da er bei der großen Hitze, die zur Zeit der Ausführung der Arbeiten herrschte, an der Luft in der kürzesten Zeit ganz pulvertrocken wurde. Der größte und gefährlichste Übelstand aber war der, daß es

unmöglich war, eine einmal angelegte Bohle wieder abzuheben, ohne daß der ganze dahinterliegende Boden nachgefallen wäre. Es wäre also unmöglich gewesen, die Baugrube vollständig auszubauen und die Kanalwände nach Entfernen der Bohlen zu hinterstampfen, ohne daß das anliegende Erdreich eine Bewegung erfahren hätte. — Eine solche Bewegung des Bodens ist m. W. bei allen Kanalisationsarbeiten in den Straßen Dresdens eingetreten. Hier hat sich stets zu beiden Seiten der Baugrube ein ihr gleichlaufender Riß im Straßenkörper gezeigt.

Diesen Schwierigkeiten wurde durch ein sehr einfaches Mittel begegnet, das darin bestand, daß

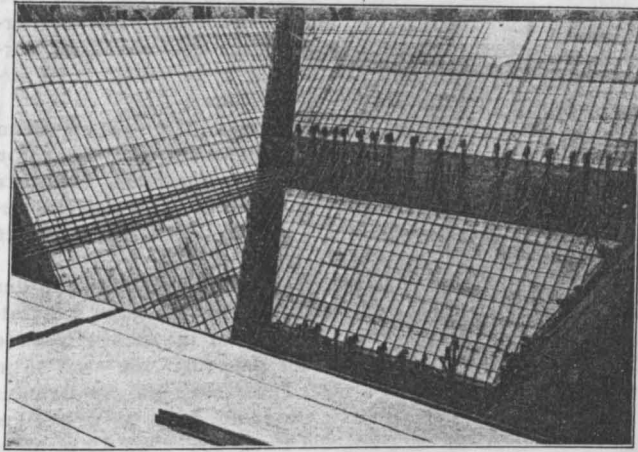


Fig. 9.

ganz leichte, sehr weit gespannte eiserne Dachkonstruktion etwas gehalten. Eine geringe Bewegung des Fundamentes hätte also schon den Einsturz der Mauer herbeiführen können, um so mehr, als sie auch noch durch Fenster- und Türöffnungen geschwächt war. Zwischen Baugrube und Mauer war ein Abstand von nur 1,66 m.

Dabei sollte dieser nicht abgeschachtete Boden nachher die in Fig. 2b ersichtliche obere Fundamentplatte n tragen, mußte also als „gewachsener“ Boden bestehen bleiben.

Der Arbeitsvorgang wurde so eingerichtet, daß mit dem Ausschachten am nordöstlichen Ende (auf Fig. 1 rechts) begonnen wurde, und daß dann der Bodenaushub allmählich nach dem südwestlichen Ende vorgetrieben wurde. In derselben Weise folgten den Schachtarbeiten die Betonierungsarbeiten.

Der Bodenaushub geschah so, daß zuerst von Terrainhöhe ab bis Oberkante des Banketts der Kesselhauswand auf der Kesselhausseite unmittelbar an der Wand, also senkrecht, und auf der anderen Seite von den Kohlenschuppen her mit Böschung heruntergeschachtet wurde.

Das weitere Absenken der Baugrube für den unteren Conveyerlauf erfolgte zwischen horizontalem Bohlenausbau (Fig. 7, 8). Um jedoch von vornherein die Kesselhauswand vor einem plötzlichen Nachgeben selbst für den Fall zu sichern, daß beim weiteren Ausschachten ein stellenweises Nachstürzen des Bodens unvermeidlich sein sollte, wurde folgende

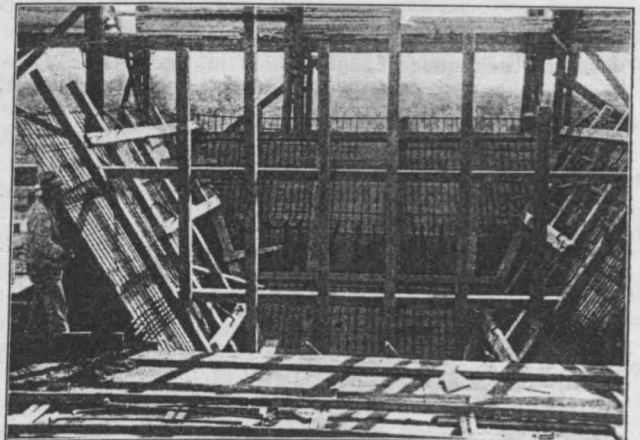


Fig. 10.

hinter die Bohlen eine starke Papierleinwand (wie die Buchbinder sie verwenden) eingebracht wurde. Der Arbeitsvorgang ergab sich hierbei folgendermaßen: Nach Fig. 7 wurde die Baugrube jedesmal um eine Bohlenbreite (28 cm) tiefer ausgehoben und zwar so, daß (wie in der Fig. rechts) an beiden Seiten der Grube eine kleine Böschung stehen blieb, die ein Nachstürzen verhinderte. Dann wurde zuerst auf der einen Seite ganz schnell die kleine Böschung entfernt, der stehende Boden mittels eines Abziehbleches, das mit einer Wasserwaage versehen war, senkrecht abgeglichen die Papierleinwand angelegt und gleichzeitig die

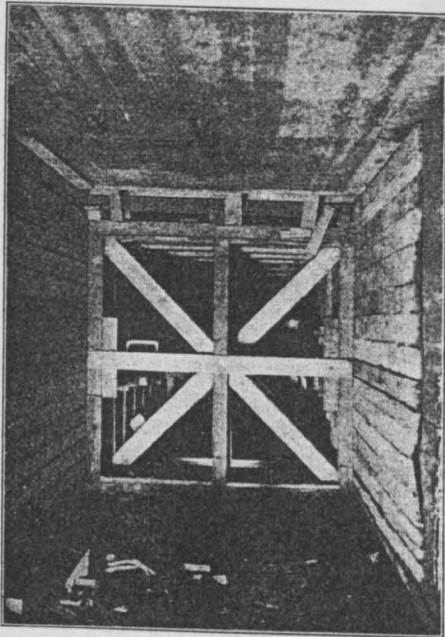


Fig. 11.

Bohle angesetzt und vorläufig abgesteift. War auch die gegenüberliegende Bohle in derselben Weise angesetzt, so wurde die übliche Aussteifung angebracht.

War die Baugrube bis zur erforderlichen Tiefe abgesenkt und wurde nun die Fundamentplatte des Kanals eingebracht, so wurde in diese Platte das untere Ende der Papierleinwand mit einbetoniert. Wenn nun beim Abbauen der Zimmerung eine Bohle entfernt wurde, so konnte der Sand nicht nachstürzen, da an die Stelle der Bohle die sehr straff gespannte Leinwand trat.

Der Arbeitsvorgang beim Einbringen der Kanalwände wurde ebenfalls nicht in der sonst üblichen Weise, sondern umgekehrt eingerichtet. Es wurden nämlich (Fig. 8) nicht zuerst die Wände hochgeführt und dann diese schrittweise hinterfüllt, sondern es wurde jedesmal zu-

erst auf doppelte Bohlenhöhe die Hinterfüllung eingebracht (Fig. 8 rechts) und dann gegen diese Hinterfüllung die Kanalwand anbetoniert (Fig. 8 links). Die Hinterfüllungsmasse bestand aus Sandbeton 1:15. Da der Sand aus der Baugrube selbst gewonnen wurde, bedeutete das Hinterfüllen mit Sandbeton eine ganz unmerkliche Verteuerung, bot dabei aber ganz wesentliche Erleichterungen.

Der eben besprochene Arbeitsvorgang beim Abschachten und Wiederausbau der Baugrube erwies sich als so zweckentsprechend, daß trotz genauer Beobachtung nirgends auch nur die geringste Bewegung des Bodens oder ein nachheriges Setzen bemerkt werden konnte.

Noch schwieriger als an den Längsseiten der Baugrube lagen die Verhältnisse an der südwestlichen Kurzseite. Hier stand in einem Abstände von nur 1,0 m von der Baugrube ein etwa 18 m hoher Kühlturm. Der Turm selbst und das darunter befindliche Ölbassin waren nur etwa 2,0 m tief gegründet, so daß die Baugrube etwa 5,0 m unter diese Fundamente reichen mußte.

Da schon an der nordöstlichen Kurzseite das Absteifen mittels Sprengwerkes und das Einbauen des Kanalprofils in die so abgesteifte Grube Schwierigkeiten gemacht hatte, wurde hier eine einfachere und gleichzeitig absolut sichere Ausführungsform gewählt. Es wurde auf die ganze Breite der Baugrube eine dichte Wand gebohrter eisenarmerter Betonpfähle hergestellt (Fig. 1a). Auf 1 lfdm Wand kamen 4 Pfähle von je 22 cm Durchmesser, so daß der Zwischenraum zwischen 2 Pfählen höchstens einige Zentimeter betragen konnte. Weil die Pfähle bei ausgeschachteter Baugrube auf Biegung beansprucht wurden, erhielten sie eine Bewehrung von Längseisen. Die Querarmierung bestand aus Ringen, so daß der Beton bequem von oben eingefüllt werden konnte.

Die Köpfe der Pfähle wurden dann durch einen Eisenbetonholm gefaßt, der auf sie aufgestampft ward. Dieser Holm wurde fest abgesteift, worauf dann an den Pfählen entlang senkrecht heruntergeschachtet werden konnte.

Auf die ganze Pfahlänge wurden nur zwei Horizontalabsteifungen durch Sprengböcke nötig. Unmittelbar an diese Pfahlwand wurde die Kopf- wand des Kanals anbetoniert.

Da der natürliche Böschungswinkel des trockenen Sandes nur etwa 30° betrug, so rieselte an der etwa 45gradigen Böschung, die von der abgesteiften Baugrube nach den Kohlenschuppen anstieg, der Sand fortwährend herunter und stürzte dann von Zeit zu Zeit in großen Massen nach. Es waren hierdurch sehr bald Höhlungen entstanden, die bis unter das Fundament der Kohlenschuppen reichten und diese bereits gefährdeten. An ein Abdecken der Böschung

oder irgend ein Aussteifen war nicht zu denken und es mußte daher zu einem anderen Mittel gegriffen werden. Dieses fand sich in einem sehr einfachen Vorgange: Es wurde nämlich die ganze Böschung mit Zementschlempe übergossen, so daß sich eine papierdünne zusammenhängende Zementhaut bildete. Diese Zementhaut genügte trotz ihrer Feinheit vollkommen, um die Böschung sowohl bei dem größten Gewitterregen als auch bei der gefährlichsten Sonnenhitze vor jeder weiteren Bewegung zu sichern.

War die Zementhaut etwa durch herabfallende Gegenstände oder durch das damals häufige Hagelwetter beschädigt, so wurde sie gleich wieder ausgebessert, und auf diese Weise wurde die Böschung monatelang unverändert erhalten.

Die statische Berechnung der Eisenbetonkonstruktion ist in durchaus üblicher Form durchgeführt worden, so daß sie für den Fachmann nichts neues bietet und daher hier nicht weiter ausgeführt werden soll. Es sei nur erwähnt, daß die Bestimmung der die Silowände beanspruchenden Momente nach der Berechnungsweise erfolgte, die für den in sich geschlossenen Rahmen gültig ist entsprechend der Annahme, daß nur eine Silozelle gefüllt sei. Dabei wurde der Seitendruck der Kohle nach der Erddruckformel berechnet, unter Vernachlässigung der seitlichen Reibung, da ja die Schütthöhe im Verhältnisse zu den Zellenquerschnitten ziemlich gering war.

Der Vernachlässigung der seitlichen Reibung entsprechend wurde für die Trichterböden das ganze Gewicht der darüber liegenden Kohle in Rechnung gesetzt, was sich auch empfahl, weil es doch vorkommen kann, daß beim Öffnen der Schieber das Material nicht ganz gleichmäßig herausfließt, sondern sich in einiger Höhe über der Öffnung erst einen Augenblick gewölbeartig abstützt, um dann plötzlich nachzustürzen. Hierdurch würde dann eine wesentlich größere Beanspruchung der Trichterböden entstehen, als sie sich unter Berücksichtigung der seitlichen Reibung rechnerisch ergäbe.

Einige Ausführungseinzelheiten sind noch aus den Fig. 9 und 10 zu ersehen. Fig. 9 zeigt die Eiseinlagen des Trichterbodens eines (oberen) Verbrauchsbunkers und Fig. 10 die Innenrüstung desselben Trichters. Unter diese Innenrüstung wurde mit dem Fortschreiten des Betonierens die Innenschalung eingelegt.

Die schrägen Bunkerböden erhielten nachher einen Belag aus 5 cm starken, glatten Eisenklinkern, während die senkrechten inneren Wand-

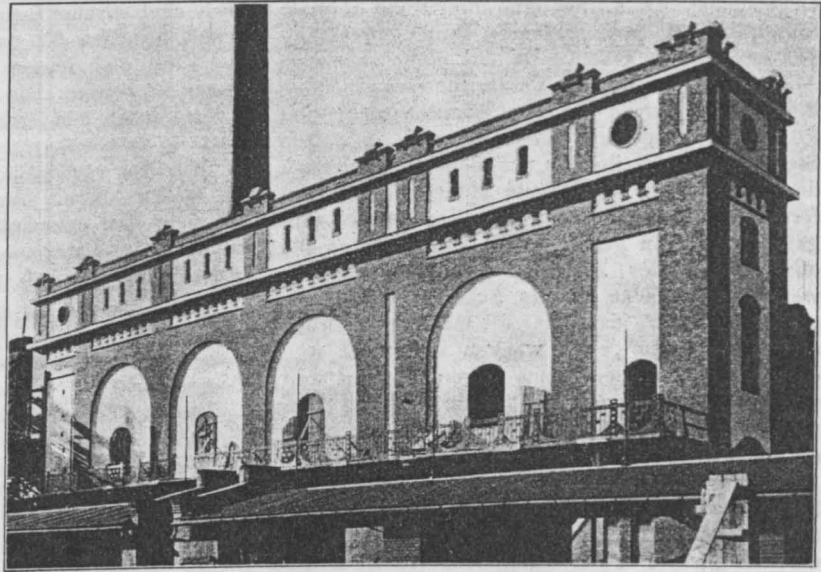


Fig. 12.

flächen mit einem etwa 2 cm starken geglätteten Zementputz 1:2 versehen wurden.

In Figur 11 ist ein Stück des fertiggestellten unteren Förderkanales (Conveyorlaufes) zu sehen, der noch teilweise eingeschalt ist. Die dort sichtbaren Profilrahmen waren fertig gezimmert in die Baugrube gesenkt worden und sie hatten einen gegenseitigen Abstand von 75 cm.

Der ganze Silo erhielt außen eine Backsteinverkleidung, wie Fig. 12 es zeigt.

Der Fassungsraum des Silos beträgt rund 1600 cbm und der der seitlichen Kohlenschuppen rund 600 cbm, zusammen also rund 2200 cbm.

Die Ausschalarbeiten wurden im Mai 1908 begonnen, und der Eisenbetonrohbau ohne Verblendung war befeits im September fertiggestellt. Die Anlage wurde im Winter 1908/09 in Betrieb genommen.

DER UMSCHNÜRTE BETON.

Von Oberingenieur A. Kleinlogel, Neustadt a. d. Hardt.

Das Prinzip der Festigkeitsvergrößerung eines axial gedrückten Körpers durch wirksame Verhinderung oder Verzögerung seiner Querdehnung ist schon längere Zeit bekannt. Die Versuche von Kick mit stahlummanteltem Marmor ergaben bereits 1884 die Tatsache, daß die rückwirkende Festigkeit einer geeigneten Umhüllung dem eingeschlossenen Körper eine über seine normale Eigenfestigkeit hinausgehende Widerstandsfähigkeit verleiht. In eine Kupferhülle eingeschlossene Alaunstückchen (Kick, Verein für Gewerbefleiß, Berlin 1890), sowie die von Bauschinger und Föppl unter allseitig hohem Druck geprüften Steinwürfel (Mitteilungen aus dem Laboratorium der technischen Hochschule München 1901) lieferten ähnliche bemerkenswerte Ergebnisse. Abgesehen hiervon gewähren die interessanten Beobachtungen des Züricher Geologen Heim*) wertvolle Einblicke in das Schaffen der Hochgebirgsnatur, wo das unter oft mächtigem Druck stehende Gestein „nicht wanken und nicht weichen“ kann, trotzdem seine Eigenfestigkeit weit überschritten ist, weil überall die ringsumschließenden Felsmassen jede andere Deformation als die nach dem Innern des Körpers zu verhindern. Auf diese Weise werden sogar kohäsionslose Substanzen, wie z. B. das Wasser in den Hebezeugen, der gerüstete Sand in den Sandtöpfen der Lehrgerüste in hervorragender Weise dienstbar gemacht; die Widerstandsfähigkeit dieser Körper ließe sich bis zu sehr hohen Werten steigern, wenn diejenige der Preßzylinder und der Sandtöpfe nicht entsprechend begrenzt wäre.

Daß den Querverbindungen unserer gewöhnlichen Eisenbetonsäulen, den sog. Bügeln, außer dem Festhalten der Längseisen während des Stampfens, noch eine wesentlich andere Bedeutung zukommt, erkannte wohl als einer der ersten Sanders, dessen hierauf bezügliche Versuche („Beton und Eisen“, Heft 2, 1903) als bekannt vorausgesetzt werden dürfen. Immerhin konnten bei der Sanders'schen Anordnung der Quereinlagen letztere nur vermittle der Haftfestigkeit wirken und daher nur indirekten Einfluß ausüben. Erst dem bekannten französischen Forscher Considère war es vorbehalten, das an sich bekannte und auch schon von andern**) als für Eisenbeton verwertbar erkannte Prinzip, der Festigkeitsvergrößerung eines Körpers in die Praxis des ar-

mierten Betons umgesetzt zu haben, nachdem langjährige Versuche und an Hand dieser theoretische Erörterungen vorausgegangen waren*).

Das bis jetzt bekannte Versuchsmaterial mit umschnürtem Beton umfaßt mehr als 260 Versuche verschiedenster Art mit Körpern von 3 bis 70 cm Durchmesser, aus Beton von erdfeuchter bis hochplastischer Beschaffenheit, dessen Zementgehalt zwischen 300 und 1100 kg auf 1200 l Sand und Kies, und dessen Alter zwischen 8 und 200 Tagen schwankte. Die Armaturprocente bewegten sich zwischen den Grenzen von 1 bis 14 % (Längseisen + Spiralen).

Um dies vorweg zu nehmen, sei bemerkt, daß die größte dabei ermittelte Festigkeit 1808 kg pro qcm des umschnürten Kernes betrug, eine Festigkeit, die derjenigen guten Granits gleichbedeutend ist (s. Tab. 1).

Tabelle 1.

Längsstäbe	Spiralen	Bruchfestigkeit pro cm ² des	
		gesamten Querschnitts	umschnürten Kernes
1,2 %	6,0 %	800	1213
1,2 %	12,9 %	1243	1803

Allerdings war das betreffende Prisma mit 3 konzentrischen Spiralen, also sehr stark armiert (Fig. 1), aber auch Körper mit mehr normalen Armaturverhältnissen lieferten Ergebnisse, welche die günstige Wirkung der Umschnürung oft unerwartet groß hervortreten ließen.

Ein im Conservatoire des arts et métiers in Paris geprüftes spiralarmiertes Prisma von 32 cm \varnothing und 50 cm Länge, mit einer Spiralarmierung aus 10-mm-

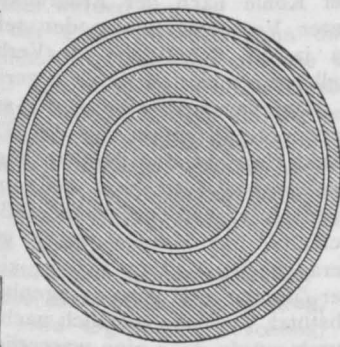


Fig. 1.

*) Vierteljahrsschrift der naturforschenden Gesellschaft in Zürich; Geologische Nachlese von Alb. Heim, 1908, Nr. 19: Nochmals über Tunnelbau und Gebirgsdruck und über die Gesteinsumformung bei der Gebirgsbildung.

**) Koenen, Zentralblatt d. Bauverw. 1907, Nr. 16.

*) Berichte an die französische Akademie der Wissenschaften vom 25. 8. und 8. 9. 02 „Beton und Eisen“ Heft 5. 1902.

Spiralen von 87 mm Ganghöhe und einer Längsarmierung von 8 symmetrisch angeordneten Längseisen von 15 mm \varnothing ergab 652 kg pro cm² des umschnürten Kerns ($= \frac{\pi}{4} D_1^2$ in Fig. 2), während derselbe Beton, aber ohne Armierung, schon bei 158 kg/cm² zu Bruch gegangen war. Die Verkleinerung der Querschnittsabmessung auf

11 cm \varnothing ergab bei 4,3-mm-Spiralen von 18 mm Ganghöhe und gleicher Längsarmierung wie vorher eine Kernfestigkeit von 893 kg/cm². An weiteren Ergebnissen sei nur noch kurz angeführt, daß Considère'sche Versuche mit ineinandergreifenden Spiralen 684 und 768 kg/cm² ergaben, daß bei Versuchen mit spiralbewehrten Balken die Druckfestigkeit des Beton sich rechnerungsmäßig > 728 kg erwies und daß bei den hochinteressanten Bruchversuchen mit inkomprimiertes Wasser eingetauchten Betonkörpern bei 150 Atm. hydrostatischem Druck sogar 935 kg/cm² erzielt wurden.

Die seit 1900 bestehende französische Regierungskommission, welche mit spiralarmiertem Beton wertvolle Versuchsreihen durchführte, prüfte u. a. eine große Anzahl Prismen quadratischen und achteckigen Querschnitts von rd. 20 cm Durchmesser, bzw. von rd. 18 cm Seite. Die Baulänge betrug 2 bis 4 m, die Längsarmierung 1 bis $1\frac{1}{2}\%$, die Umschnü-

rung 1 bis $3\frac{1}{2}\%$, und das Alter im Mittel 5 Monate. Bei einigen Versuchskörpern war das gegenseitige Verhältnis zwischen Längs- und Spiralarmierung absichtlich so gewählt, daß auf Grund früherer Versuche keine guten Ergebnisse erwartet werden konnten. Während nun der nicht armierte Beton, je nach der Baulänge der Körper 147 bis 242 kg/cm² ergab, stieg die Bruchziffer bei den umschnürten Körpern bis 640, und betrug im Minimum trotz der absichtlich herbeigeführten Mängel noch 332 kg/cm². Sehr bemerkenswert in dieser Beziehung sind auch die Versuche von Wayss Freytag A. G., Neustadt a. d. Haardt, welche Firma von Considère das Ausführungsrecht nach

dem ihm in Deutschland unter Nr. 149944 patentamtlich geschützten Verfahren zur Herstellung druckfester Eisenbetonkörper erworben hat. Um festzustellen, ob die angeblich hervorragenden Eigenschaften des umschnürten Betons auch dann zutage treten, wenn bei seiner Herstellung so gut wie gar keine Sorgfalt und Sachkenntnis obwaltet, ließ oben erwähnte Firma einige 60 Probesäulen von 27,5 cm \varnothing des dem achteckigen Querschnitt einbeschriebenen Kreises und 1 m Höhe durch völlig ungeübte Tagelöhner herstellen, welche mit Spiralen u. dergl. noch nie etwas zu tun gehabt hatten. Die nachträglich vom Beton entblößten Eiseneinlagen zeigten denn auch so große Abweichungen von der gewollten Lage (die Spiralen hatten z. B. in einem Falle statt 38 mm gleichbleibende Ganghöhe Abstände von 10 und 60 mm, die 8 Längseisen waren nicht mehr gleichmäßig im Querschnitt verteilt, sondern 2 derselben lagen oft dicht beieinander usw.), daß darnach mit Recht wirklich schlechte Resultate hätten erwartet werden müssen. Trotzdem waren die Ergebnisse durchaus keine so mittelmäßigen, namentlich wenn man in Betracht zieht, daß außer den erwähnten Umständen noch eine ganze Reihe absichtlicher Fehler in dem konstruktiven Aufbau der Körper begangen worden waren, um neben den günstigen auch etwaige ungünstige Einflüsse der Armaturverhältnisse festzustellen.

Diese in der Materialprüfungsanstalt der Königlichen Technischen Hochschule in Stuttgart von Baudirektor von Bach durchgeführten Versuche*) ergaben im Hinblick auf die in derselben Anstalt für die Jubiläumstiftung der deutschen Industrie 1905 angestellten Untersuchungen mit üblich längsarmierten Säulen**) interessante Vergleiche zwischen der Leistungsfähigkeit der Spiralen gegenüber derjenigen der Bügel. Die für Spiralen aufgewendeten Eisenmengen der Wayss und Freytag'schen Versuche B entsprechen nämlich meistens dem in Form von Bügeln vorhandenen Eisenquantum der Versuche A. Die Tragfähigkeit der Längseisen wurde dabei rechnerisch so niedrig als möglich angenommen, d. h. ihre freie Knicklänge wurde gleich der ganzen Stabhöhe in Rechnung gestellt. Die dann erhaltenen Wirkungszahlen sind 2,45; 2,98 und 3,95, d. h.:

Gleiche Längsarmierung vorausgesetzt, leistet eine Querarmierung in Form von Spiralen bei gleichem Eisenaufwand im Mittel dreimal mehr als ein Querverband in Form von Bügeln.

Considère hat nun hauptsächlich die Überlegenheit der in Gestalt einer Umschnü-

*) C. v. Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern, Versuche B, 1905.

**) Desgleichen Versuche A, 1905.

aufgewendeten Eisenmenge gegenüber einer solchen in Form von Längseisen experimentell festgestellt, durch welche Ergebnisse er namentlich dahin geführt wurde, diese praktisch zu verwerten. Der Considère'sche Mittelwert ist 2,4 während Talbot die betr. Wirkungszahl ebenfalls zwischen 2 und 4 gelegen fand. (Eng. News, Vol. 58. 1907).

Talbot hat außerdem noch Ermittlungen über die Größe der sogenannten Poisson'schen Zahl angestellt, d. i. das Verhältnis der Längsverkürzung zur Querdehnung eines Körpers bei achsialem Druck. Für geringe Beanspruchungen (Eng. News, Vol. 58 S. 342) fand Talbot $m = 10$, für größere (über der Zulässigkeitsgrenze) $m = 3,5$, der nicht armierte Beton zeigte bei denselben Beanspruchungen erheblich größere Zunahmen seiner Querabmessungen. Nach anderweitigen Versuchen scheint die Änderung von m mit zunehmendem Druck eine umgekehrte zu sein, in beiden Fällen werden jedoch die mit dem Abbröckeln der äußeren Schale zusammenhängenden Schwierigkeiten solcher Quermessungen hervor gehoben, so daß die bis jetzt ermittelten Zahlenwerte noch nicht als zuverlässig angesehen werden können.

Bei den vorerwähnten, in Stuttgart für Wayss & Freytag A.-G. durchgeführten Versuchen B wurde diejenige Belastung, bei welcher in der außerhalb der Spirale aus praktischen Gründen noch vorhandenen Betonschale die ersten Risse sichtbar wurden, durchschnittlich 38% höhergelegen gefunden, als diejenige, bei welcher nichtarmerter Beton sonst gleicher Zusammensetzung bricht. Das ist ein weiterer Beweis dafür, daß der bereits erheblich über seine Eigenfestigkeit hinaus belastete Beton erst dann anfängt in erkennbarer Weise nachzugeben, wenn seine Querdehnungen so groß geworden sind, daß die dadurch hervorgerufenen Dehnungen der Ringarmierung oder Umschnürung die äußere Schale absprengen. Diese Erscheinung hat natürlich mit dem innerhalb der Spirale liegenden Kern nichts zu tun. Dieser hält noch weit höhere Beanspruchungen aus, wie die oben angeführten Zahlen beweisen; in Fällen aber, wo infolge unabsichtlicher oder fahrlässiger Überlastung von spiralarmierten Säulen eine Abblätterung eintritt, kann letztere als wertvolles Warnungssignal betrachtet werden, das keinerlei Anlaß zu Befürchtungen zu geben braucht, wohl aber dazu, die Überlastung sofort zu entfernen. Ein weiterer Grund dafür, bei umschnürten Konstruktionen mit kleinerem Sicherheitsgrad zu rechnen, liegt in der Fähigkeit des spiralarmierten Betons, ganz enorme Verkürzungen auszuhalten. Es sind solche von 17, 24 und 42 mm pro Meter gemessen worden, während gewöhnlicher Beton bei 1 bis $1\frac{1}{2}$ mm meistens schon am Ende seiner Widerstandsfähig-

keit angelangt ist. Die hierin zum Ausdruck kommende Druckplastizität ist sehr groß; man kann nach den Versuchsermittlungen behaupten, daß der umschnürte Beton 10–20 mal so große Verkürzungen erträgt, als nicht-armierter derselben Zusammensetzung. So fand z. B. Considère, daß ein Mörtelprisma 1:3, das bereits 557 kg/cm² Totalquerschnitt getragen, 17% Verkürzung erlitten hatte und dabei zu einer S-Form verstaucht worden war, nach erfolgter Entlastung und nach sorgfältiger Entfernung sämtlicher Eisen noch anstandslos, ohne zu brechen, gehandhabt werden konnte. Das hernach auf zwei Stützen gelegte Prisma trug noch 25 kg konzentrierte Last in der Mitte, was etwa 14,4 kg Navier'scher Biegezugfestigkeit entspricht.

Die Berechnung des umschnürten Betons beruht bis heute, mangels des Vorhandenseins exakter Elastizitätsmessungen, hauptsächlich auf empirischer Grundlage. Die mit den Versuchsergebnissen am besten übereinstimmende Formel ist die für Bruchlasten gültige von Considère, welche folgendermaßen lautet:

$$\text{Bruchlast } B \geq 1,5 K F_K + 2400 (f_e + 2,4 f_{e'}) \dots (1)$$

Hierin bedeutet

K die Eigenfestigkeit nicht armerter Betons derselben Zusammensetzung und desselben Alters, F_K den von den Spiralen umschlossenen Betonquerschnitt: den Kernquerschnitt (Fig. 2).

2400 die Stauchgrenze der Längs- bzw. die Streckgrenze der Umschnürungseisen,

f_e den Gesamtquerschnitt der Längsarmatur,

$f_{e'}$ den Gesamtquerschnitt gedachter Längsstangen, deren Gewicht pro m Höheneinheit = demjenigen der Spiralen ist.

Dieses $f_{e'}$ ist einfach so zu verstehen, daß das Gesamtgewicht G der z. B. auf 1 m Säulenhöhe vorhandenen Spiraleisenmenge bestimmt, und sodann der Querschnitt $f_{e'}$ desjenigen Eisenstabes ermittelt wird, dessen Gewicht auf 1 m Länge ebenfalls wieder G beträgt. Ist also g das Gewicht der Spirale pro lfd. m Wicklung in kg, D_1 der mittlere Wickeldurchmesser in m, s die Ganghöhe in cm, γ das Gewicht eines ccm Eisen, so muß sein

$$f_{e'} \cdot 100 \cdot \gamma = \pi \cdot D_1 \cdot \frac{100}{s} \cdot g$$

Da nun ein Eisenstab von 1 cm² Querschnitt und 100 cm Länge rund 0,78 kg wiegt, so kann man auch schreiben

$$f_{e'} \cdot 0,78 = \pi D_1 \cdot \frac{100}{s} \cdot g$$

Mit der Annäherung, mit welcher

$$\frac{\pi \cdot 100}{0,78} = 400$$

ist, ergibt sich hieraus

$$f_e' = 400 D_1 \frac{g}{s} \dots \dots \dots (2)$$

eine leicht zu handhabende Formel, in welcher f_e in cm^2 , D_1 in m, g in kg, s in cm einzusetzen ist. Eine Spiralarmierung z. B., deren mittlerer Wickeldurchmesser $D_1 = 0,35$ m ist, und die aus 7-mm-

Spiralen von 4,2 cm Ganghöhe besteht, repräsentiert ein

$$f_e' = 400 \cdot 0,35 \frac{0,3}{4,2} = 10 \text{ cm}^2.$$

Wie die Gleichung (1) erkennen läßt, setzt sich, nach Considère, die Widerstandsfähigkeit einer umschnürten Säule aus 3 Faktoren zusammen:

a) dem Betonanteil 1,5 K F_K, wobei also die Bruchfestigkeit K des nichtarmierten Betons mit 1,5 multipliziert ist, was von Considère

dahin belegt wird, daß sich bei seinen Versuchen („Beton und Eisen“ Heft 1, 1903) die Bruchfestigkeit bereits gedrückter aber noch nicht gebrochener Prismen nach Entfernung jeglicher Armatur um 50 % höher ergeben hätte, als diejenige nicht armerter Körper;

b) dem mit der Stauchgrenze abschließend angenommenen Anteil der Längsarmatur;
c) dem mit der Streckgrenze abschließend angenommenen Anteil der Umschnürung, in welchem Ansatz die Wirkung derselben 2,4-mal so groß als diejenige einer Längsarmierung desselben Gewichts angenommen ist.

Der Aufbau dieser Formel kann allerdings zu Einwänden Anlaß geben, in erster Linie muß jedoch fest-

Tabelle 2.

Querschnitt	f_e in % von F _K	f_e' in % von F _K	$f_e + f_e'$ in % von F _K	$f_e : f_e'$	$s : D_1$	Bruchlasten		
						nichtarm. Beton	spiralarm. Beton berechnet beobacht.	
quadratisch 400	1.44	3.05	4.5	1 : 2.1	1 : 9.2	91.0	314	384
400	1.44	3.05	4.5	1 : 2.1	1 : 9.2	97.2	322	409
400	1.44	3.05	4.5	1 : 2.1	1 : 9.2	150.2	380	499
400	1.44	3.05	4.5	1 : 2.1	1 : 9.2	166.4	400	477
achteckig 332	1.77	4.36	6.1	1 : 2.45	1 : 13	242.5	595	618
332	1.44	3.21	4.7	1 : 2.23	1 : 9.7	242.5	541	550
332	1.13	2.54	3.7	1 : 2.24	1 : 7.7	242.5	475	480
332	1.13	1.36	2.5	1 : 1.2	1 : 4.1	198.1	352	382
332	1.13	1.41	2.6	1 : 1.25	1 : 6.1	198.1	355	358
332	1.77	4.36	6.1	1 : 2.45	1 : 13	184.5	522	571
332	1.77	4.36	6.1	1 : 2.43	1 : 7	184.5	520	550
332	1.44	3.21	4.7	1 : 2.23	1 : 9.	184.5	449	512
332	1.13	3.21	4.3	1 : 2.24	1 : 7.7	184.5	404	422
331	0.87	2.03	2.9	1 : 2.34	1 : 6.1	184.5	367	371
332	1.13	1.36	2.5	1 : 1.2	1 : 4.1	146.9	288	333
332	1.13	1.41	2.6	1 : 1.25	1 : 6.1	146.9	292	341

gestellt werden, daß die damit errechneten Werte mit den Versuchsergebnissen in den weitaus meisten Fällen sehr befriedigend übereinstimmen. Umstehende Tabelle 2 gibt die Resultate von Bruchversuchen der vorerwähnten französischen Regierungskommission wieder, welchen die mit der Considère'schen Formel errechneten Werte gegenübergestellt sind. Ganz im Sinne des Konstrukteurs liegen die tatsächlichen Ergebnisse 1—17% höher als die Rechnungswerte.

Für die Bedürfnisse des Konstrukteurs lassen sich nun unter gewissen Voraussetzungen aus der Formel (1) rasch einige einfache Dimensionierungsformeln ableiten. Da, wie gesagt, die außerhalb der Spiralen liegende Betonschale vor dem Bruche abfällt, so kommt sinngemäß für die Berechnung der Bruchlast nur noch der eigentliche Betonkern in Betracht (in Abb. 2 = $\frac{\pi}{4} D_1^2$).

Bedeutet somit

a den Prozentsatz der Längsarmierung f_e in bezug auf den Kernquerschnitt F_K ,

b denjenigen der Umschnürung, so erhält man aus

$$B = F_K (1,5 K + 24 a + 57,6 b)$$

$$F_K = \frac{\text{Bruchlast } B}{1,5 K + 24 a + 57,6 b} \dots \dots (3)$$

als allgemeine Dimensionierungsformel für den Kernquerschnitt. Unter normalen Verhältnissen nun betragen die Prozentsätze a und b etwa 1 und 2% im Mittel; ferner kann man die zulässige Last P einer Säule durch Einführung eines Sicherheitskoeffizienten aus der Bruchlast ableiten. Setzt man diese Sicherheitszahl = 5, somit $B = 5 P$, so erhält man

$$F_K = \frac{\text{zulässige Last } P \cdot 5}{1,5 K + 24 a + 57,6 b} + \frac{P}{0,3 K + 4,8 a + 11,5 b} \quad (4)$$

Mit $k = 180 \text{ kg/cm}^2$, $a = 1\%$, $b = 2\%$ erhält man hieraus

$$\begin{aligned} a) & \left\{ \begin{aligned} F_K &= \frac{P}{82} \quad (P \text{ in kg einzusetzen}) \\ b) & \text{ oder } F_K = 12,2 P \quad (P \text{ in t einzusetzen}). \end{aligned} \right. \dots (5) \end{aligned}$$

Die Bestimmung des Säulendurchmessers ist aber meistens wichtiger, und so ergibt sich aus

$$F_K = \frac{\pi}{4} D_1^2 = \frac{P}{82}$$

$$D_1 = 3,95 \sqrt{P} = \text{rund } 4 \sqrt{P}$$

wo P in Tonnen einzusetzen ist. Zu dem für D_1 erhaltenen Werte sind dann im Mittel noch

$2 \times 2\frac{1}{2} = 5 \text{ cm}$ für die Umhüllung der Spirale durch Beton hinzuzunehmen, um D, den Durchmesser des dem (meist achteckigen) Querschnitt unbeschriebenen Kreises zu erhalten (s. Fig. 2). Man kann natürlich zu dem Wert für D auch direkt gelangen, nur ist es dann erforderlich, für das Verhältnis des gesamten Betonquerschnitts F_b zum Kernquerschnitt F_K eine Annahme zu machen. Je größer der Durchmesser D ist, um so weniger kommt die Überdeckung als Unterschied gegenüber D_1 in Betracht; man kann bei kleineren Säulendimensionen (bis 40 cm) $F_b = 1,5 F_K$, bei stärkeren Säulen $F_b = 1,3 F_K$ (meistens das richtigere) setzen und erhält dann

$$\text{für mittlere Querschnitte } F_b = \text{rund } 18,5 P \quad (P \text{ in Tonnen, } F_b \text{ in cm}^2) \dots \dots (7a)$$

$$\text{für größere Querschnitte } F_b = \text{rund } 16 P \quad (P \text{ in Tonnen}) \dots \dots (7b)$$

analog

$$\text{für mittlere Querschnitte } D = \text{rund } 4,7 \sqrt{P} \quad (P \text{ in Tonnen}) \dots \dots (8a)$$

$$\text{für größere Querschnitte } D = \text{rund } 4,4 \sqrt{P} \quad (D \text{ in cm}) \dots \dots (8b)$$

Beim regelmäßigen Achteck ist bekanntlich, wenn a die Seitenlänge ist,

$$\frac{F_b}{a^2} = 4,8284$$

andererseits ist

$$a = \frac{D}{1 + \sqrt{2}} = \frac{D}{2,41} \quad (a \text{ in cm})$$

Mit dem einen oder anderen Wert erhält man aus den Gleichungen (8) mit $D = 4,5 \sqrt{P}$ als Mittelwert

$$a = 1,88 \sqrt{P} = \text{rund } 1,9 \sqrt{P} \quad (P \text{ in Tonnen, } a \text{ in cm}) \quad (9)$$

Letzterer Wert ist nur insofern von praktischer Bedeutung, als mit dessen Hilfe die Anzahl m^2 Schalung pro stgd. m Säule bestimmt werden kann. Es ist der Säulenumfang

$$S = 8a = 15,2 \sqrt{P} = \text{rund } 16 \sqrt{P} \quad (P \text{ in Tonnen, } S \text{ in cm})$$

oder

$$S = 0,16 \sqrt{P} \dots \dots (10)$$

worin S sofort die erwünschte Anzahl m^2 Schalung pro stgd. m Säule angibt, wenn P, wie bisher, in Tonnen in die Formel eingesetzt wird.

Beispiel: In einem Warenhaus soll der Platz in den Verkaufsräumen möglichst wenig beengt

werden. Die Anzahl der Säulen ist daher an sich schon auf das geringste Maß zu beschränken, ebenso sind deren Dimensionen tunlichst klein zu halten. Die darnach zur Ausführung kommenden Säulen erhalten im untersten Stockwerk eine zentrische Last von 400 t.

Man erhält mit den bei der Entwicklung der betr. Formeln gemachten Voraussetzungen den Säulendurchmesser D aus Gl. (8b)

$$D = 4,4 \sqrt{P} = 88 \text{ cm, } *$$

den Säulenquerschnitt F_b aus Gl. (7b)

$$F_b = 16 P = 6400 \text{ cm}^2,$$

den Kerndurchmesser D_1 aus Gl. (6)

$$D_1 = 3,95 \sqrt{P} = 79 \text{ cm,}$$

den Kernquerschnitt F_K aus Gl. (5)

$$F_K = 12,2 P = 4880 \text{ cm}^2.$$

Die Längsarmierung f_e mit 1% von F_K

$$a = 48,8 \text{ cm}^2 = 8 \text{ Rundeisen } \varnothing 28 \text{ mm,}$$

die Spiralarmierung f_e' mit 2% von F_K

$$b = 97,6 \text{ cm}^2.$$

Mit $D_1 = 79 \text{ cm} = 0,79 \text{ m}$, einer angenommenen Ganghöhe $s = \frac{1}{8} D_1 = 10 \text{ cm}$ erhält man aus Gl. (2) dann sofort das Gewicht g der Spirale pro lfd. m Wicklung zu

$$g = \frac{f_e' \cdot s}{400 \cdot D_1} = \frac{97,6 \cdot 10}{400 \cdot 0,79} = 3,08 \text{ kg}$$

d. i. eine 23-mm-Spirale. Die zum Wickeln der Spiralen dienenden Maschinen sind einfachster Natur und finden sich selbst ungeübte Arbeiter rasch damit zurecht.

Die für die Säule notwendige Schalung liefert Gl. (10) mit

$$S = 0,16 \sqrt{P} = 3,2 \text{ m}^2 \text{ pro stgd. m.}$$

Zum Vergleich seien die für eine in üblicher Weise armierte Säule nötigen Dimensionen nach den amtlichen Vorschriften angegeben. Mit $\sigma_b = 25$, $F_e = 1\%$ und $n = 15$ bestimmt sich aus

$$P = \sigma_b (F_b + n F_e) = 25 (F_b + 0,15 F_b) = 28,8 F_b$$

$$F_b = \frac{P}{28,8},$$

*) Dieser Wert wird jedoch besser aus Gl. (6) durch Hinzuzählen von 5—6 cm erhalten.

wo P in kg, oder

$$F_b = 34,8 P,$$

wo P in kg einzusetzen ist (vgl. 7a u. b)

$$F_b = 34,8 \cdot 400 = 13920 \text{ cm}^2 \dots (11)$$

gegen 6400 bei der spiralarmierten Säule. Die Seitenlänge müßte 118 cm betragen, während bei der umschnürten Säule nur 79 cm Durchmesser notwendig sind. Es ist selbstverständlich, daß man den üblich längsarmierten Säulen nicht denselben Sicherheitsgrad wie den spiralarmierten einräumen kann, denn der Beton arbeitet innerhalb des von den Spiralen umschlossenen Kernes unter bedeutend günstigeren Bedingungen, und selbst schon stark deformierte umschnürte Konstruktionen schließen, wie die Versuche zeigen, noch keine direkte Bruchgefahr in sich. Es ist daher wohl nur allzugroße Vorsicht, wenn hier und da noch vom umschnürten Beton dieselbe 10fache Sicherheit, wie vom normal armierten verlangt wird! Daß hierin baldige erfreuliche Änderungen zu erwarten sind, beweisen die bereits in verschiedenen Ländern bestehenden oder im Entstehen begriffenen

Vorschriften für die Berechnung umschnürten Betons.

Am liberalsten und dem Sonderwesen des Materials am besten angepaßt, sind die Bestimmungen des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten in Frankreich, wo die für eine spiralarmierte Säule zulässige Last N aus der Formel

$$N = 50 \left(1 + m' \frac{V'}{V} \right) (F_b + n F_e) \dots (12)$$

zu berechnen ist. Dabei ist 50 die sogenannte Grundzahl, entsprechend unserem $\sigma_b = 25$ oder 35, V' das Volumen der Umschnürung, entsprechend unserem F_e' , V das Volumen des Betons, also F_b , und m' ein Koeffizient, welcher der Art der Querarmierung entspricht und wie folgt einzusetzen ist:

für Bügel-Querarmierung

$m' = 8$ bis 15, je nach dem Vertikalabstand e der Bügellagen und zwar

$m' = 8$, wenn $e =$ der kleinsten Säulendimension a ,

$m' = 15$, wenn $e \leq \frac{1}{3} a$;

für spiralenartige Querarmierung

$m' = 15$ bis 32, je nach Ganghöhe s und axialer Betonbeanspruchung σ , und zwar

$m' = 15$, wenn $s = \frac{2}{3} a$, also bei sehr großer Ganghöhe

$m' = 32$, wenn $s = \frac{1}{3} a$ und $\sigma = 50$
 $s = \frac{1}{8} a$ und $\sigma = 100$.

Die vorhin berechnete Säule, bei welcher, da $s = \frac{1}{8} D_1$, $m' = 32$ eingesetzt werden darf, würde somit nach französischer Berechnungsweise

$$N = 50 \left(1 + 32 \cdot \frac{97,6}{6400} \right) (6400 + 15 \cdot 48,8) = 530 \text{ t}$$

als zulässige Spannung aufnehmen dürfen, während im Rahmen der vorgeschlagenen Ansätze nur 400 t angenommen worden sind. In den französischen Vorschriften ist als maßgebende Grenze des Zulässigen lediglich festgelegt, daß die Betonbeanspruchung auf den Betonquerschnitt ohne Eisen bezogen nicht über 60% der Festigkeit K nichtarmierten Betons hinaus gehen darf. Die oben angegebenen Dimensionierungsformeln sind mit $K = 180 \text{ kg/cm}^2$ entwickelt, die Grenze wäre also 108 kg. Sogar bei 530 t Auflast würde σ erst $\frac{530000}{6400} = 83 \text{ kg}$ betragen.

Die Vorschläge der schweizerischen Kommission für armierten Beton lauten auf

$$F_i = (F_b + 10 F_e + 24 F_{e'}) \sigma_b \dots (13)$$

wo $\sigma_b = 40$ anzunehmen ist, und $F_b + 10 F_e + 24 F_{e'}$ nicht größer als $2 F_b$ sein darf.

In Österreich soll der ideelle Querschnitt

$$F_i = F_b + 15 F_e + 30 F_{e'} \dots (14)$$

nicht größer sein als $1,4 (F_b + 15 F_e)$ oder als $1,9 F_b$; σ_b ist = 28 zu setzen. Die erstere Grenze ist so niedrig, daß die Konstruktionsfreiheit eine sehr beschränkte ist.

Dagegen gestattet die Kgl. Generaldirektion der württ. Staatseisenbahnen die Berechnung der zulässigen Last P nach der Formel

$$P = 1,3 \sigma_b F_b + \sigma_e (f_e + 2,4 f_{e'}) \dots (15)$$

worin σ_b die zulässige Beanspruchung des Betons, σ_e diejenige des Eisens bedeutet. Ebenso wie die Hamburger Baupolizei, welche seit Jahren die Considèresche Berechnungsweise gestattet, ist die württ. Generaldirektion dem umschnürten Beton in dankenswerter Weise entgegengekommen.

Es würde in Anbetracht der notwendigen Beschränkung des Stoffes zu weit führen, hier auf die eigentliche theoretische Behandlung des umschnürten Betons einzugehen. Die beiden beachtenswertesten Versuche hierzu sind von Koenen*) und Saliger**) gemacht worden, je-

doch fehlen diesen Theorien noch diejenigen Bestätigungen ihrer Voraussetzungen, welche erst nach Durchführung exakter Elastizitätsmessungen erwartet werden können.

Das bis jetzt vorliegende reichhaltige Versuchsmaterial gestattet aber bereits einen guten Einblick in das Wesen des umschnürten Betons und liefert wertvolle Anhaltspunkte zur Aufstellung vorläufiger Konstruktionsgrundsätze, die in 4 Punkte zusammengefaßt werden können.

1. Die tatsächlichen Bruchlasten entsprechen den nach der Considèreschen Formel (1) zu erwartenden dann nicht mehr, wenn der Gesamtarmaturprozentsatz c (Längseisen + Spiralen) 6–8% übersteigt. Ebenso sollte c nicht unter 2% genommen werden. Als normal dürfte $c = 2$ bis 4% angesprochen werden. Es ist also, ähnlich wie bei normal armierten Säulen, nicht angängig, die Bruchlasten und damit die zulässigen Lasten einfach proportional der aufgewendeten Eisenmenge, anzunehmen.

2. Das Verhältnis der Längs- zur Spiralarmlatur soll etwa 1:2 bis 1:3 sein. Ein Überwiegen der Spiralarmlatur über 1:4 hinaus liefert meistens geringere Ergebnisse als nach Considère zu erwarten ist. Ein Überwiegen der Längsarmatur ist rechnungsmäßig nicht nachteilig, um so mehr aber nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten.

3. Das Verhältnis der Ganghöhe s zum Kern- oder mittleren Wickeldurchmesser D_1 soll bei mittlerer Umschnürung (bis 2%) etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{8}$, bei höherer Umschnürung etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ sein. Als unterste Grenze dürfte vorläufig $\frac{1}{5}$ anzusehen sein.

4. Bei gleichem Materialaufwand ergeben dünnere und enger gewickelte Spiralen bessere Resultate als solche aus stärkerem Eisen mit größerer Ganghöhe.

Es bestehen auch gewisse Beziehungen zwischen der Betoneigenfestigkeit und der Armatur der Säulen in der Weise, daß, lediglich jetzt im Sinne der Rechnung gesprochen, zu einem fetten Beton eine starke Armatur, zu einem mageren Beton eine schwächere Umschnürung zu gehören scheint. Das tatsächliche Ergebnis bleibt, abgesehen von anderen Gründen im allgemeinen unter dem rechnungsmäßigen, wenn zu einem fetten Beton eine geringere, zu einem mageren Beton eine hohe Spiralarmlatur gewählt wird. Doch sind diese letzteren Bemerkungen noch mit großer Vorsicht aufzunehmen, bis etwaige weitere Belege hierfür erbracht worden sind. Es soll deshalb auch mit einer vermutlichen Darlegung des Zusammenhangs dieser Erscheinungen hier noch zurückgehalten werden.

Die ersten Anwendungen des umschnürten Betons erfolgten auf dem Gebiete des Hochbaues zu stark belasteten Säulenkon-

*) Zentralblatt der Bauverw. 1907. Nr. 16.

**) Österr. Wochenschrift f. d. öf. Baudienst. 1904, Heft 25.

Zeitschrift für Arch. u. Ing.wesen, Hannover 1904, Hefte 1 und 5.

Deutsche Bauzeitung 1907, Beilagen, Nr. 16.
Rundschau für Technik und Wirtschaft 1908.

struktionen, wo es sich darum handelte, trotzdem möglichst an Raum zu sparen. Aus Vorstehendem geht hervor, daß die Dimensionen umschnürter Konstruktionen auch bei großen Lasten sehr mäßige werden, sobald die zulässige Beanspruchung eine der bereits bewiesenen Widerstandsfähigkeit entsprechende ist. In analoger Weise leistet die Spiralarmierung im Druckgurt von Trägern sehr gute Dienste, namentlich bei beschränkter Konstruktionshöhe, oder in Fällen, wo Aussparungen in den anschließenden Deckenfeldern den Plattenbalken seines normalen Druckgurts berauben und nur ein rechteckiger Querschnitt übrig bleibt. Mit am ausgedehntesten und erfolgreichsten hat der umschnürte Beton im Tiefbau als spiralarmierter Eisenbetonpfahl Anwendung gefunden, wobei die zunächst nicht

in diesem Maße erwartete Tatsache festgestellt wurde, daß die Widerstandsfähigkeit gegen die oft enormen, beim Rammen auftretenden Erschütterungen eine direkt überraschende ist. Die Pfähle können sogar ohne Zuhilfenahme eines stoßmildernden Zwischenstückes direkt auf den ungeschützten Pfahlkopf geschlagen werden, wobei schließlich nur die oberen 20—30 cm die nachher zwecks Verband mit dem Bankett usw. sowieso entfernt werden müssen, beschädigt werden. Die schlanken Formen der Eisenbetonfachwerke, sowie elegante Brückenbogen legen bereits vielfach Zeugnis ab von der Verwendbarkeit des umschnürten Betons, der sich durch seine hervorragenden Eigenschaften rasch eine täglich an Bedeutung zunehmende Stellung im Eisenbetonbau erobert hat.

RUNDERLASS,

BETREFFEND BERECHNUNG VON SÄULEN AUS EISENUMSCHNÜRTEM BETON.

Berlin, den 21. Dezember 1909.

In Ergänzung meiner Rundverfügung vom 18. September d. J. III B 8. 332 B. D. A., I D 16786, die Zulassung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton betreffend, weise ich darauf hin, daß das dort angegebene Rechnungsverfahren nicht allein bei Ausführungen nach der Considèreschen Ausbildungsweise, sondern ebenso auch bei anderen spiralartigen Querbewehrungen zugrunde zu legen

ist, die auf die Tragfähigkeit des Eisenbetons dieselbe Wirkung ausüben.

Eure..... ersuche ich, den beteiligten Beamten und Behörden auch hiervon Kenntnis zu geben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage
Francke.

EISENBAHNBRÜCKE AUS EISENBETON ÜBER DEN DELAWAREFLUSS BEI STATEFORDE, PA. (Eng. News Nr. 27/1909.)

Von Dipl.-Ing. E. Conrad.

Ein bemerkenswertes Bauwerk ist augenblicklich im Staate Pennsylvania in der Ausführung begriffen: Es ist eine Brücke aus Eisenbeton über den Delawarefluß bei Stateforde, die zur Überführung einer zweigeleisigen Eisenbahn dient.

Wie Fig. 1 zeigt, beträgt ihre gesamte Länge rund 442 m; sie besteht aus fünf Bögen von je 45,7 m, zweien von je 36,57 und zweien von rund 10 m Spannweite. Aus dem Grundriß in Fig. 1 geht auch hervor, daß die Brücke erstlich den Fluß in schiefer Richtung überspannt und außerdem an einem Ende in einer Kurve liegt, zwei Umstände, welche die Schwierigkeit der Herstellung erhöhten.

Die sieben größeren Bögen haben elliptische Formen und waren ursprünglich als reine Beton-

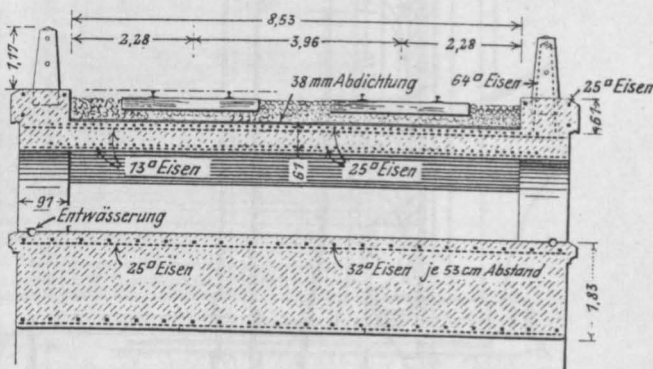


Fig. 2.

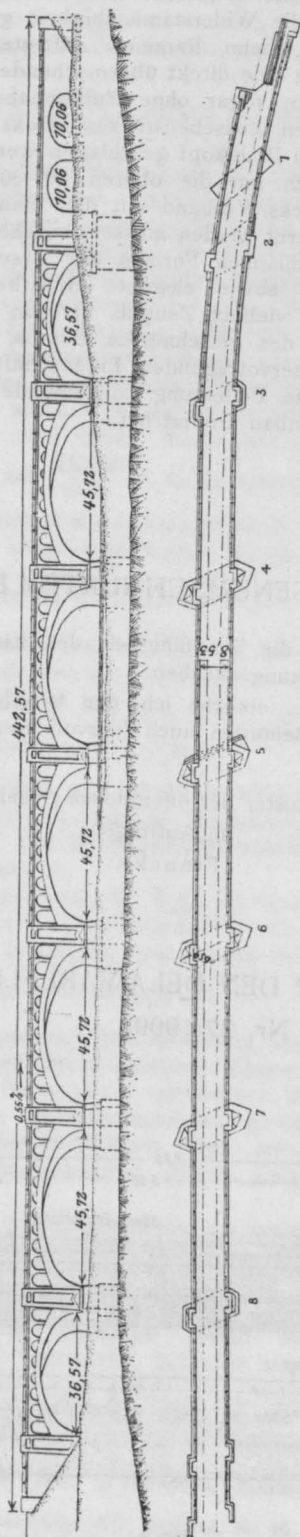


Fig. 1.

bögen geplant. Man entschloß sich doch trotzdem, eine Armierung einzubringen. Diese besteht in Längseisen an den beiden Leibungen und senkrecht dazuliegenden Quereisen; Verbindungen zwischen den beiden Eisenlagen oben und unten wurden nicht vorgesehen.

Die Fahrbahn wird von einer fortlaufenden 54 cm starken Eisenbetonplatte getragen, die sich ihrerseits durch etwa 65 cm starke über die ganzen Gewölbe reichenden Quermauern auf diese abstützt. Einzelheiten und Armierung des Aufbaues sowohl wie des Gewölbes sind in den Fig. 2 bis 4 gut zu erkennen.

Ausdehnungsfugen sind nicht vorgesehen. Die Quermauern werden erst aufgesetzt, wenn die Gewölbe fertiggestellt sind, und dann wird die oberste Platte als kontinuierlicher Träger in ihrer ganzen Länge aufgebracht.

Die großen Bögen von 45,7 m Spannweite haben am Scheitel eine Stärke von 1,85 m, am Kämpfer 5,4 m, die 36 m-Bögen sind am Scheitel 1,63 m stark. Die beiden Bögen von 10 m Spannweite sind ebenfalls massiv und am Scheitel 75 cm stark; sie sind in ähnlicher Weise wie die Hauptbögen an beiden Leibungen mit 25 mm Längs- und 13 mm Quereisen, ohne Verwendung von Bügeln, armiert. An Stelle der Quermauern der großen Bögen sind die Seitenwände nach Art von Futtermauern hochgeführt und zwischen sie Erde geschüttet, auf der die Bettung ruht.

Die Pfeiler sind bis zur oberen Leibung der großen Bögen massiv und dann in Wände aufgelöst (vergl. Figur 3 und 4); sie stehen alle auf festem Fels, der auf der ganzen Brückenlänge in ungefähr gleicher Höhe liegt (s. Fig. 1). Während die Pfeiler im allgemeinen nur vertikale Kräfte zu übertragen haben, dient Pfeiler 5 vorübergehend als Widerlager, weil der Bau während des Winters unterbrochen wird, zeigt infolgedessen eine etwas andere Gestalt als die übrigen (Fig. 3 u. 4).

Die schräge Lage der Brücke machte die Verbindung der Bögen mit den Pfeilern zu einem schwierigen Problem. Es ist in der Weise gelöst, daß die Bogenanfänger in sechs nebeneinanderliegende Abschnitte geteilt wurden, die normal zum Gewölbedruck liegen, so daß also der Querschnitt an dieser Stelle sägeförmige Gestalt hat. Die Endwiderlager haben U-förmigen Grundriß, mit außen senkrecht, innen schräg hochgehenden Eisenbetonwänden, die durch kräftige Zugbalken zusammengehalten werden (Figur 5 bis 7); aus den Figuren sind auch die hauptsächlichsten Abmessungen zu erkennen.

Die 10 und 36 m-Bögen wurden auf normalen hölzernen Lehrgerüsten aufgeführt. Für die fünf großen Gewölbe wurden jedoch eiserne Lehrgerüste verwendet (Fig. 8 u. 9).

Diese bestehen in zusammengekettenen Fachwerkdreiecken, auf denen die Holzschalung

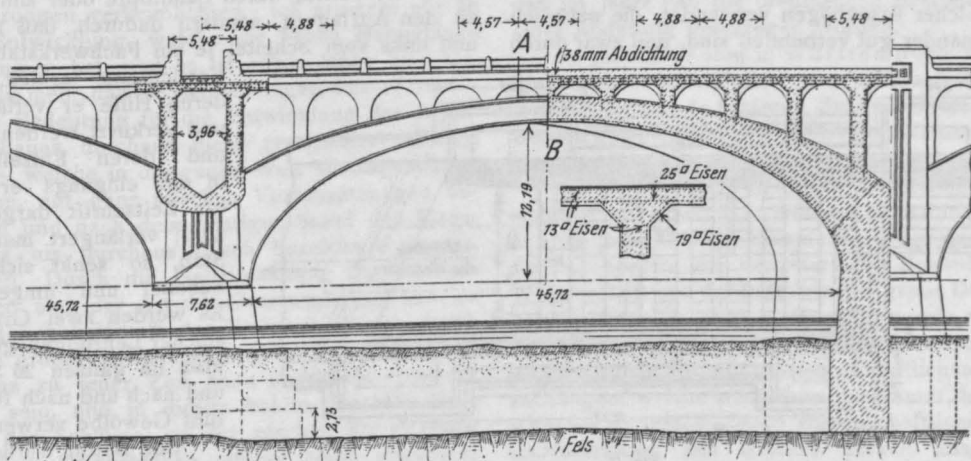


Fig. 3.

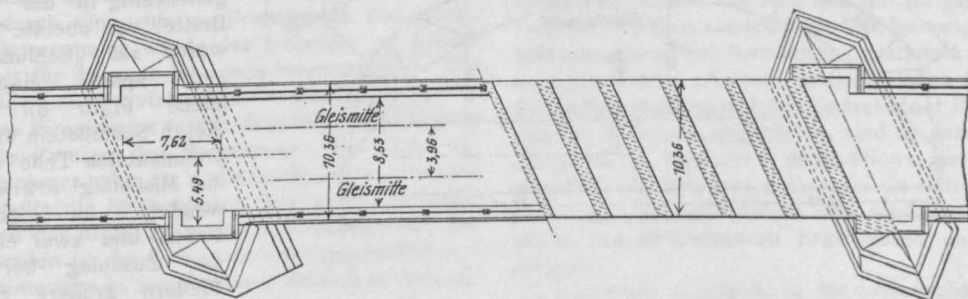


Fig. 4.

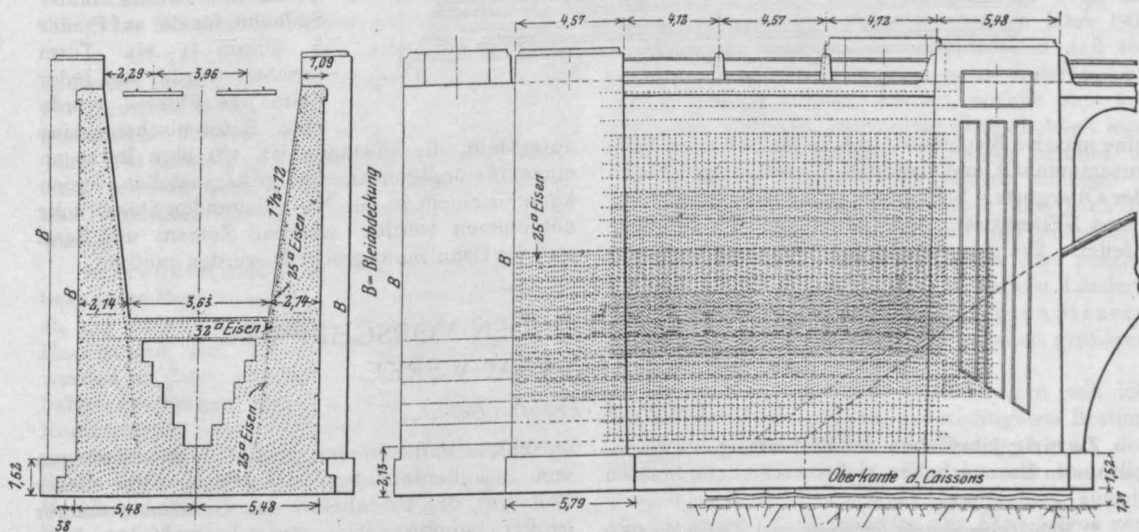


Fig. 5.

Fig. 6.

aufgebracht ist. Für ein Betongewölbe werden zehn solcher Eisenbögen verwendet, die natürlich untereinander gut verbunden sind, und zwar durch

nicht, wie üblich, durch Sandtöpfe oder ähnliches an den Auflagern, sondern dadurch, daß rechts und links vom Scheitel je ein Fachwerkstab eine Vorrichtung erhielt, mit deren Hilfe er verlängert und verkürzt werden kann und deren Einzelheiten in der eingangs erwähnten Zeitschrift dargestellt sind; verlängert man den Stab, so senkt sich der Scheitel und umgekehrt. Es wurden zwei Gruppen solcher Lehrbögen gebaut, also im ganzen 20 Stück, und nach und nach für die fünf Gewölbe verwendet.

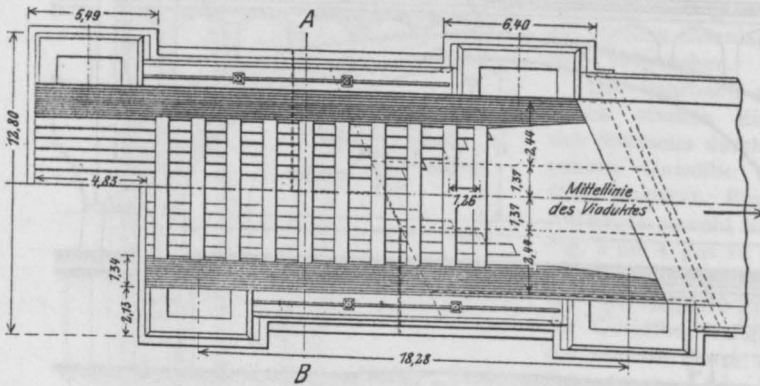


Fig. 7.

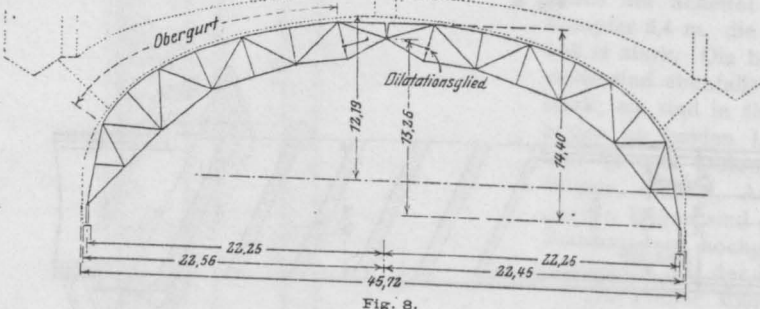


Fig. 8.

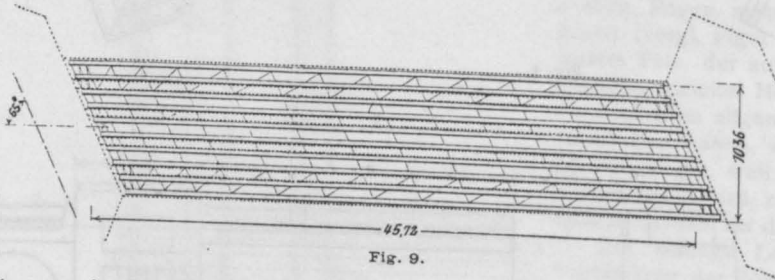


Fig. 9.

eine massive Blechwand, welche die untersten Teile zusammenhält, und diagonale Winkel in den Ebenen der Obergurte. Sie stützen sich durch Vermittlung eines I-Eisenrostes auf Vorsprünge der Brückenpfeiler. Die Ausrüstung des Gewölbes geschieht

aufgestellt, die instande ist, 190 cbm Beton an einem 10stündigen Arbeitstage herzustellen. Steine konnten einem in der Nähe liegenden Steinbruche entnommen werden, während Zement und Sand mit der Bahn herangeschafft werden mußten.

EINE KRITIK DER BESTEHENDEN VORSCHRIFTEN FÜR EISENBETON-TRAGWERKE.

Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).*)

Zwanzig Jahre nach der Einführung des Eisenbetons in Europa haben sich verschiedene Staaten

entschlossen, Bestimmungen für die Ausführungen von Eisenbetonbauten zu erlassen. Vor dieser Zeit war der Eisenbeton das Geheimnis einiger großer Bauunternehmungen, deren Macht darin lag, daß sie ihre mehr oder minder wertvollen

*) Habilitationsvortrag, gehalten am 1. Dezember 1909 an der Technischen Hochschule zu Charlottenburg.

Berechnungen und die Anordnung der Eisenarmierungen verheimlichten. Ich erinnere nur an die Entwicklung, welche die Firma Henneberg genommen hat, und es ist schon lange kein Geheimnis mehr, daß die Berechnungen dieser Firma — deren Bedeutung für die Entwicklung des Eisenbetonbaues durchaus nicht geschmälert werden soll —, welche in die ganze Welt hinausgeschickt werden, auf ganz falschen Voraussetzungen beruhen und nach dem heutigen Stand des Eisenbetons als durchaus falsch bezeichnet werden können. Durch die Geheimhaltung der Berechnungen und der Art der Eisenarmierung kam es zur Monopolisierung des Eisenbetonbaues durch einige größere Unternehmungen. Von einer Konkurrenz zu jener Zeit kann überhaupt nicht die Rede sein, und in diesen beiden Punkten liegt auch der Schlüssel zu der raschen Entwicklung und dem Emporblühen einiger heute allgemein anerkannter Eisenbetonunternehmungen des In- und Auslandes.

Durch interessante Ausführungen in der Praxis und durch eine rührige Propaganda von seiten der Unternehmer wurde das Interesse der Öffentlichkeit für die neue Bauweise hervorgerufen. Die Vorzüge und die vielseitige Verwendungsmöglichkeit des Eisenbetons verschafften ihm rasch Eingang in alle Zweige des Bauwesens. Die Zahl der Unternehmer nahm zu, und das öffentliche Interesse veranlaßte die Baubehörden, ihre ganze Aufmerksamkeit der neuen Bauweise zuzuwenden. Diesen Umständen ist das Entstehen von Vorschriften und Bestimmungen in den einzelnen Staaten zu danken.

Die ersten Bestimmungen wurden in der Schweiz im Jahre 1903 erlassen, welche auf Grund der Vorschläge des schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins als provisorische Normen für die ganze Schweiz Gültigkeit hatten.

In Deutschland arbeiteten der Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und der Deutsche Betonverein gemeinsam an den sogenannten vorläufigen Leitsätzen, welche im Jahre 1904 herausgegeben und nicht nur in Deutschland, sondern auch in anderen Staaten Europas und Amerikas bald als Richtschnur verwendet wurden.

In Preußen wurden im Jahre 1904 die allgemein bekannten Bestimmungen erlassen, welche sich eng an die Leitsätze anlehnen. Waren diese nur für Hochbauten und Privatbauten maßgebend, so wurden im Jahre 1906 für die preußischen Eisenbahnverwaltungen zunächst die bekannten von Regierungsrat Labes verfaßten Vorschriften herausgegeben und für den Eisenbahndirektionsbezirk Berlin erlassen, die aber auch bald in den andern Bezirken Anwendung fanden. Der rührigen Tätigkeit auf dem Gebiete der wissenschaftlichen Forschung im Eisenbetonbau, welche mancherlei

frühere Annahmen umstieß, ist es zuzuschreiben, daß im Jahre 1907 die preußischen Bestimmungen einer Änderung unterzogen wurden.

Im Jahre 1909 sind in Württemberg von den Staatseisenbahnbehörden neuere Vorschriften erlassen worden. In anderen Staaten Deutschlands werden gewöhnlich die preußischen Bestimmungen angewendet.

Das Bestreben, für ganz Deutschland eine einheitliche Vorschrift zu erlassen, hat dahin geführt, daß im Jahre 1906 auf Veranlassung der deutschen Reichsbehörden aus Vertretern der Behörden, der Wissenschaft und der Industrie, der große Deutsche Ausschuß für Eisenbeton eingesetzt wurde, welcher Vorschläge für einheitliche Vorschriften zu machen haben wird auf Grund der wissenschaftlichen Untersuchungen, welche nach dem Programm des Ausschusses in verschiedenen wissenschaftlichen Versuchsanstalten des Reiches zurzeit ausgeführt werden.

Von anderen staatlichen Vorschriften sind in erster Linie die französischen hervorzuheben, welche auf Grund der Arbeiten der im Jahre 1903 eingesetzten Kommission Ende 1906 herausgegeben sind unter dem Titel: *Instructions relatives à l'emploi du béton armé*. Die sehr umfangreichen Arbeiten dieser Kommission, welcher Vertreter der Behörden und der Industrie angehörten, sind in dem Werk: *„Expériences, rapports et propositions; instructions ministérielles relatives à l'emploi du béton armé“* herausgegeben, und bieten eine schätzbare Fundgrube von interessanten Ergebnissen und Anregungen.

Allgemein anerkannt in der wissenschaftlichen Welt sind die hervorragenden Arbeiten der im Auftrage der schweizerischen Kommission unter Leitung Professor Schüles ausgeführten Untersuchungen, welche dahin führten, daß auch die schweizerischen Eisenbahnbehörden im Jahre 1906 provisorische Vorschriften erließen, und daß vor einigen Monaten die neuen schweizerischen Vorschriften erlassen wurden, welche sich auf die mustergültigen, mit großer Gründlichkeit ausgeführten Untersuchungen Professor Schüles in der Schweizer Materialprüfungsanstalt stützen.

Andere Vorschriften, die nach und nach in Österreich, in Italien, in England und anderwärts erlassen wurden, stützen sich mehr oder minder auf die Untersuchungen, die in andern Ländern ausgeführt wurden. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika sind beinahe in allen größeren Staaten eigene Vorschriften.

In meinen folgenden Ausführungen will ich mich darauf beschränken, die wichtigsten Bestimmungen der Vorschriften von Deutschland, der Schweiz, Österreich, Frankreich und diejenigen von New-York zu besprechen, soweit als sie durch die *Eigenheiten des Eisenbetons von andern Vorschriften abweichen*. Ich will mich

bemühen, soweit als möglich diejenigen Punkte hervorzuheben, welche in den verschiedenen Vorschriften von einander abweichen, und wieweit diese Abweichungen durch die wissenschaftlichen Forschungen gerechtfertigt sind.

Grundsätzlich zeigen alle Vorschriften denselben Aufbau. Sie bestehen aus einem allgemeinen Teil, der sich mit Vorschriften über Vorbereitung, Prüfung und Ausarbeitung der Ausführungen befaßt, und einem besonderen Teil, welcher die Grundlagen für die Berechnung, bei den deutschen Vorschriften auch genaue Berechnungen angibt.

Der allgemeine Teil enthält Vorschriften über die Bauvorbereitung, welche verlangen, daß Zeichnungen und statische Berechnungen eingeleistet werden — in schwierigen Fällen auch eingehende Erläuterungen —, Angaben über die Art und die Zusammensetzung der verwendeten Materialien, deren Festigkeit, Angaben über die Schalung und die Stützung, sowie die Ausrüstungsfristen, schließlich genaue Vorschriften über die Prüfung während und nach der Ausführung. Über die einzelnen zu verwendenden *Materialien* enthalten die Vorschriften ziemlich allgemeine Angaben. Vom *Zement* wird verlangt, daß er der Normprüfung genügt; für *Sand* und *Kies* wird in einigen Staaten ein Maß der Korngröße gefordert. Von den Eiseneinlagen verlangen einige Vorschriften eine bestimmte Zugfestigkeit. Gerechtfertigter sind diejenigen, wie die amerikanischen und englischen Vorschriften, welche eine bestimmte Elastizitätsgrenze fordern mit Angabe der Dehnung. Ein Unterschied wird vielfach zwischen Schweißisen und Flußeisen und Stahl gemacht. In Deutschland kennt man fast nur die Verwendung des Flußeisens, während man in Amerika und England Stahlsorten mit höherer Streckgrenze verwendet. Schweißisen kommt fast garnicht in Betracht. Was die Mischung von Zement und den Zuschlägen anbelangt, so bestehen darüber verschiedene Vorschriften. In der Schweiz und in Frankreich wird diese Mischung in kg Zement pro cbm fertigen Beton angegeben. In den deutschen Vorschriften wird die Mischung nach Gewichtseinheiten bzw., was auf dasselbe hinausläuft, nach Volumeneinheiten verlangt. Hierzu wäre zu bemerken, daß die letztere Art der Mischungsangabe weit geeigneter erscheint als die erste, weil die Gewichtsbestimmung von Sand und Kies sehr nach dem Feuchtigkeitsgehalt wechselt.

Sehr verschieden sind die Vorschriften über den *Wasserzusatz und die Verarbeitung des Betons*. Während man in Amerika seit langer Zeit nur nassen Beton verarbeitet, hat man in Europa bis zu den letzten Jahren einen von Stampfbeton nur wenig abweichenden Beton verwendet. In Preußen wird zurzeit noch ein ziemlich trockener Beton verwendet, während in den neuen württem-

bergischen Vorschriften schon ein Beton mit einem Wasserzusatz von 15—18 v. H. verlangt wird. Die österreichischen Vorschriften schreiben ganz allgemein einen weichen, plastischen Beton vor, der zwar beim Stampfen weich, aber noch immer stampfbar sein soll. Es ist ohne weiteres einzusehen, daß nur ein plastischer oder nasser Beton imstande sein wird, alle Eiseneinlagen gut einzuhüllen, und daß der auf diese Weise hergestellte Beton beim Erhärten sich innig an die Armierung anschmiegen wird. Anders verhält es sich mit dem trockenen Beton, der insbesondere zwischen den Eiseneinlagen, die oft nur geringe Abstände von einander haben, schwierig oder garnicht verarbeitet werden kann. Die Einwendung, daß der gestampfte Beton eine höhere Festigkeit hat, trifft wohl zu, aber da die Festigkeit des Betons bei Eisenbetonbauten ja niemals ausgenützt wird, ist diese höhere Festigkeit nur von nebensächlicher Bedeutung. Manche Unternehmer verwenden, soweit die Eiseneinlagen in Betracht kommen, einen plastischen Beton, darüber hinaus einen trockenen Stampfbeton. Diese Arbeitsmethode kann nicht gebilligt werden, weil es nicht zulässig erscheint, daß an einem Konstruktionsteil zwei verschiedene Betonsorten verwendet werden, und weil anderseits die Möglichkeit vorhanden ist, daß sich zwischen diesen beiden Betonsorten unerwünschte Trennungsfugen bilden.

Was die *Einlage der Eisen* anbelangt, ist zu bemerken, daß manche Vorschriften eine vollständige Entfernung des Rostes und zugleich ein Einschleimen der Armierung mit Zementmilch verlangten. Andere begnügen sich mit der Forderung, daß das Eisen vor der Verwendung von Schmutz, Fett und lösem Rost befreit wird. Letztere Vorschriften dürften nach den Erfahrungen genügen. Sehr wichtig sind die Bestimmungen betreffs der *Einbettungstiefe der Eiseneinlagen*. Die preussischen Vorschriften verlangen bei Balken 2 cm, bei Platten 1 cm, ähnlich sind auch die Bestimmungen in Frankreich. In England und Amerika werden für Balken 2,5, für Decken 1,25 cm verlangt; diese größere Stärke ist wohl nur auf das Maßsystem zurückzuführen. Sehr strenge Vorschriften bestehen aber in Amerika bei Eisenbetonbauten, bei welchen eine erhöhte Feuersicherheit in Betracht kommt. In solchen Fällen wird der Abstand der Eiseneinlagen von der Außenkante bei Balken bis zu 5 cm, bei Platten bis zu 2,5 cm verlangt. Der horizontale Abstand der Eiseneinlagen wird nur in manchen Vorschriften festgelegt. So verlangen die württembergischen Vorschriften mindestens 2 cm Abstand. Gewöhnlich begnügt man sich mit einer Betonstärke zwischen den Eiseneinlagen, welche nicht kleiner ist, als der Durchmesser der Eiseneinlagen.

Über die *Ausschalungsfristen* enthalten die

Vorschriften sehr große Abweichungen. Am strengsten sind die österreichischen Vorschriften, welche diese Fristen für die Schalungen der Deckenkonstruktion und der Balken mit vier Wochen festlegen. Die schweizerischen Vorschriften verlangen nur für die Stützen eine Mindestfrist von zwanzig Tagen, die anderen Ausschaltungsfristen bleiben dem Unternehmer überlassen. Die zweckmäßigsten Vorschriften dürften wohl die preußischen Bestimmungen enthalten, welche für Stützen und Deckenplatten acht Tage und für Balken drei Wochen fordern; dadurch wird der Baufortschritt nicht auf Kosten der Sicherheit verzögert.

Die Überwachung der Bauausführungen und des Baufortschrittes stützt sich einerseits auf die Ermittlung der Druckfestigkeit des Betons vor dem Baubeginn und während des Baues, andererseits auf die Angaben der Erhärtungsdauer. Einige Vorschriften verlangen eine gewisse zu gewährleistende minimale Druckfestigkeit bei einer bestimmten Mischung, andere Vorschriften begnügen sich mit der Festlegung einer minimalen zulässigen Druckspannung. Die Prüfung geschieht in der Weise, daß die Druckfestigkeit an Probekörpern von bestimmter Größe, an Würfeln von 15–30 cm Seitenlänge, an Zylindern von 10 cm Durchmesser und Höhe wie in England, an Prismen von 12·12·36 cm wie in der Schweiz. Letztere haben den Vorteil, daß man an ihnen durch Biegeproben auch annähernd die Zugfestigkeit des Betons bestimmen kann. Alle diese Proben haben aber nur dann Wert, wenn sie am Bau aus demselben Material und unter denselben Verhältnissen wie die Konstruktion hergestellt werden. Die Forderung mancher Fachleute, zur Prüfung der Festigkeit eiserne Formen von bestimmter Größe zu verwenden, kann nicht als zweckmäßig angesehen werden, weil in diesem Falle nicht nur die Herstellung, sondern auch die Festigkeit von den tatsächlichen Verhältnissen abweicht. Als *Erhärtungsdauer* der Probekörper dürfte wohl die in den deutschen Vorschriften enthaltene 28tägige am zweckmäßigsten sein. Die in den französischen Bestimmungen aufgenommene 90tägige Erhärtungsdauer verzögert unnötigerweise die Prüfung. Die Kontrolle während der Bauausführung wird derart ausgeführt, daß auf je 100 cbm Betonmasse eine bestimmte Anzahl von Probekörpern entfallen. In Österreich sechs, in England und bei den preußischen Eisenbahnen je vier Probekörper, in Württemberg und bei den vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton herausgegebenen Bestimmungen für Stampfbeton werden drei Probekörper als genügend erachtet. Gewöhnlich wird der Mittelwert aus den gefundenen Festigkeiten für maßgebend angesehen, nur die Vorschriften der preußischen Eisenbahnverwaltung enthalten die

etwas allzustrenge Forderung, daß die geringste der so gefundenen Festigkeitszahlen maßgebend sein soll.

Sehr wichtig sind die Bestimmungen der einzelnen Vorschriften über die *Prüfung der ausgeführten Bauten*. In Frankreich, und für Brückenbauten auch in der Schweiz, werden für jeden Fall Probebelastungen gefordert. Die anderen Vorschriften verlangen Probebelastungen nur in dem Falle, wenn gegen die Ausführungen Bedenken obwalten. Am strengsten sind die preußischen Bestimmungen, welche eine Belastung von 0,5 g + 1,5 p verlangen. Am liberalsten sind die französischen Bestimmungen, welche 1,0 p verlangen. In Österreich wird eine Probelast verlangt, welche $\frac{1}{3,5}$ der gerechneten

Bruchlast betragen soll. In England muß die Probelast derart bestimmt werden, daß die Spannung in der Eiseneinlage höchstens $\frac{1}{3}$ der Elastizitätsgrenze erreicht. Die zu großen Probelasten haben den Nachteil, daß sie Verhältnisse hervorrufen, die den zulässigen Belastungen nicht entsprechen. Hat man zum Beispiel bei der einfachen Belastung ermittelt, daß die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten wird, daß also keine Risse entstehen dürfen, so werden bei der ungerechtfertigten Erhöhung der Probelast auf die $1\frac{1}{2}$ fache Nutzlast sehr leicht Risse entstehen. Eine Erhöhung der Probelasten hat nur dann eine Berechtigung, wenn gegen die Ausführung Bedenken vorliegen. Weiter enthalten die einzelnen Vorschriften noch *Zeitangaben* über die Ausführung der *Probebelastungen*. Die französischen Bestimmungen verlangen, daß diese nach neunzig Tagen bei großen Bauten vorgenommen werden sollen. Alle anderen Vorschriften verlangen eine Prüfung nach 6 bis 7 Wochen. Wenn durch diese Probebelastung keine Verzögerung der Bauten eintritt, so wäre die von den französischen Vorschriften bestimmte Frist für die zweckmäßigste anzusehen. Die Forderung einzelner Vorschriften, die *Größe der Durchbiegungen* zur Prüfung der fertiggestellten Bauten zu messen, hat im allgemeinen keinen besonderen Wert, weil es ja auch sehr schwierig ist, diese Durchbiegungen zu berechnen. Wenn aber schon die Messung der Durchbiegung verlangt wird, so hat sie nur dann einen Zweck, wenn sie, wie in Dänemark, derart vorgenommen wird, daß die Belastung 24 Stunden auf der Konstruktion belassen und gefordert wird, daß während des letzten Drittels dieser Zeit keine Vergrößerung eintritt, oder auch, wenn die unter der Probebelastung auftretenden bleibenden Durchbiegungen nach einer gewissen Zeit verschwinden.

Im zweiten Teil stellen die Vorschriften Grundsätze für die statische Berechnung auf, die preußischen Vorschriften gehen noch

weiter und geben für eine Anzahl von typischen Fällen den genauen Berechnungsgang an. Es ist wohl kein Zweifel, daß letzteres nicht sehr zweckmäßig ist, weil der wissenschaftlich gebildete Ingenieur dadurch weniger Spielraum für eine freie Entwicklung erhält, während andererseits dem wissenschaftlich weniger geschulten Techniker die Möglichkeit geboten wird, Berechnungen durchzuführen, die er wissenschaftlich weder begründen noch verantworten kann. Aus diesem Grunde sind auch diejenigen Vorschriften vorzuziehen, welche sich darauf beschränken, Vorschläge für die Berechnungen zu machen, ohne den Weg der Berechnungen genau festzulegen. Der letztere Fall tritt sowohl bei den schweizerischen Vorschriften, als auch bei den österreichischen und französischen Vorschriften ein.

Bei der *Ermittlung der äußeren Kräfte* ist zu bemerken, daß das *Eigengewicht* in allen Vorschriften mit 2,4 t/cbm angenommen wird, bis auf die neuen schweizerischen Vorschriften, welche 2,5 t verlangen. In der Annahme der Nutzlasten wird ein strenger Unterschied gemacht zwischen Bauten mit und ohne Erschütterungen. Die preußischen Vorschriften verlangen für die Nutzlasten bei sehr stark erschütterten Objekten einen 100-prozentigen Zuschlag, während sich die meisten andern Vorschriften mit 25–50% begnügen. Bemerkenswert bei den Vorschriften für Eisenbetonbauten ist die Definition der Stützweite, welche nicht mit der lichten Weite übereinstimmt. Bei freiaufliegenden Trägern wird meist ein Zuschlag gemacht, welcher der Balkenstärke in der Mitte entspricht. Bei kontinuierlichen Trägern wird unter Stützweite die Entfernung von Mitte zu Mitte der Balken bzw. Stützen betrachtet.

Sehr verschieden ist die Auffassung der verschiedenen Vorschriften bezüglich der Annahme der *Angriffsmomente*. Der Begriff der *Einspannung* und deren Wirkung auf die Verteilung der inneren Kräfte ist noch sehr wenig geklärt, und es bleiben noch diesbezügliche Versuche abzuwarten. Die Vorschriften helfen sich durch verschiedene Annahmen in der Bestimmung des maximalen Angriffsmomentes. Bei kontinuierlichen Tragwerken wird bei den württembergischen Vorschriften eine genaue Berechnung verlangt. Bei den österreichischen Vorschriften ist diese Berechnung nicht obligatorisch, falls aber eine genaue Berechnung durchgeführt wird, wird auch eine Berechnung der Formänderung der Stützen infolge der Wirkung der äußeren Kräfte verlangt. Diese Berechnungen sind nicht nur sehr umständlich, sondern auch unzweckmäßig. Zweckmäßiger dürften bis auf weiteres die Vorschriften der andern Staaten sein, welche sich mit einer Näherungsrechnung begnügen und eine bestimmte Annahme für das Angriffsmoment in der Feldmitte und am Auflager machen. Diese wird so lange notwendig

sein, als nicht durch größere Versuche die Verhältnisse geklärt werden.

Die besprochenen Unstimmigkeiten in den Vorschriften treten in erhöhtem Maße bei *ringsum aufliegenden Platten* auf. Auch hier machen die Vorschriften Näherungsangaben für die Angriffsmomente, von welchen in keinem Falle die Berechtigung zweifelsfrei erwiesen ist.

Bei der *Berechnung der Säulen* tritt der Mangel an größeren ausgeführten Versuchen noch mehr zutage als in den eben erwähnten Fällen, denn es spielen hier die verschiedensten Faktoren mit. Die Tragfestigkeit der Säulen hängt nicht nur von dem Beton ab, sie hängt von der Längsarmierung, von der Querarmierung oder Querversteifung ab, deren Entfernung und deren Anschluß an die Längsarmierung. Soviel aus Versuchen bisher bekannt ist, hört die Ökonomie der Längseisenanlagen bei einer gewissen Stärke der Durchmesser auf. Von den Querversteifungen ist bekannt, daß ein fester, unverrückbarer Anschluß an die Längseisen, ebenso ein gewisser minimaler gegenseitiger Abstand die Tragfähigkeit erhöht.

Die Bestimmungen in den Vorschriften lauten gewöhnlich dahin, daß die Säulen innerhalb eines gewissen Verhältnisses zwischen der kleinsten Seite und der Länge der Säule ($\frac{1}{16} - \frac{1}{20}$) auf reinen Druck zu berechnen sind, in welchem Falle das Eisen mit dem zehn-, fünfzehn- oder zwanzigfachen seines Querschnittes in Rechnung gezogen wird. Wird dieses Verhältnis überschritten, so setzen die Vorschriften Knickgefahr voraus, und es wird die Berechnung derart verlangt, daß, wie bei den deutschen Vorschriften die Eulersche Formel, bei den französischen Vorschriften die Rankinesche Formel in Verwendung tritt. Andere Vorschriften wie die württembergischen und die österreichischen helfen sich in diesem Falle mit einem empirischen Abminderungskoeffizienten. Da zurzeit sowohl in Deutschland als auch in Österreich größere wissenschaftliche Untersuchungen mit Säulen vorgenommen werden, so ist zu hoffen, daß nach einiger Zeit dieser Teil der Vorschriften noch geklärt und ergänzt wird.

Bei der *Ermittlung der inneren Kräfte* machen alle Vorschriften nahezu dieselben folgenden Annahmen. Das Elastizitätsmaß des Betons auf Druck und Zug wird gleichgroß angenommen, was ja bekanntlich den tatsächlichen Verhältnissen nicht entspricht. Eine Ausnahme hiervon machen nur die österreichischen Vorschriften, welche für das Elastizitätsmaß auf Zug nur 0,4 desjenigen auf Druck bei Beton annehmen. Das Elastizitätsmaß des Eisens wird gewöhnlich 15mal (manchmal auch 10mal) so groß angenommen als bei Beton; nur bei den schweizerischen Vorschriften ändert sich dieser Betrag zwischen 10 und 20, je nachdem das Eisen im Zug- oder im Druckteil liegt. Ferner machen alle Vorschriften die gleiche

Annahme bezüglich des Ebenbleibens der Querschnitte unter Nichtberücksichtigung der Zugspannungen des Betons. Nur die österreichischen Vorschriften machen in dem letzten Punkte eine Ausnahme, indem sie die Berechnung der Zugspannungen des Betons fordern. Sie begehen aber den Widerspruch, bei der Ermittlung der andern Spannungen auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zu verzichten. Alle diese Annahmen führen dahin, daß die Berechnungen bei armierten Betonkonstruktionen immer nur Näherungsberechnungen bleiben werden, und wie aus durchgeführten Versuchen nachgewiesen wurde, weichen die aus den Rechnungen ermittelten Spannungswerte von den durch Versuche direkt ermittelten Werten bis zu 30% ab.

Die wichtigsten Bestimmungen sind diejenigen, welche sich auf die *zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen* beziehen. Während die deutschen, die österreichischen und die Schweizer Vorschriften die zulässigen Spannungen durch Zahlenwerte mehr oder minder festlegen, bieten die französischen Vorschriften nur ganz allgemeine Anhaltspunkte, sodaß die zulässigen Spannungen je nach der Beschaffenheit des verwendeten Materials sich ändern. Für die *Druckspannungen des Betons* verlangen die deutschen Vorschriften den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit. Die französischen Vorschriften verlangen 28% der Festigkeit nach neunzig Tagen, das entspricht Werten von 42 bis 50 kg/cm², während bei den deutschen Vorschriften einer mittleren Druckfestigkeit von 180 kg/cm² eine Druckspannung im Beton von 30 kg entspricht. Diese Zahlen haben nicht viel zu bedeuten, wenn man bedenkt, daß bei den wirtschaftlich ausgebildeten Eisenbetonkonstruktionen der Wert für die zulässigen Druckspannungen im Beton selten 30 kg überschreitet. Von großem Einfluß dagegen auf die wirtschaftliche Ausbildung der Eisenbetonkonstruktionen ist die Bestimmung der zulässigen *Zugspannungen im Eisen*. Die preußischen Vorschriften verlangen 1000 kg/cm², die österreichischen Vorschriften bleiben unter dieser Zahl, die neuenschweizerischen Vorschriften 1200 kg/cm², während die französischen Vorschriften 50% der Streckgrenze als zulässig betrachten, dem entspricht 1200 bis 1600 kg/cm² je nach der Höhe der Streckgrenze. Die ersten Zahlen sind noch aus der Zugfestigkeit des Eisens abgeleitet und entsprechen einer ungefähr vierfachen Sicherheit. Berechtigt ist diese Annahme nicht, da man die zulässige Spannung des Eisens bei Eisenbetontragwerken auf Grund der bereits bekannten wissenschaftlichen Versuchsergebnisse nur von der Streckgrenze ableiten kann. Sobald die Streckgrenze überschritten wird, erweitern sich die bereits vorhandenen Risse und der im Druckteil befindliche Beton verliert seinen Zusammenhalt. Die Konstruktion verliert also mit Erreichung

der Streckgrenze im Eisen ihre Tragfähigkeit, und deshalb ist es nur (wie es die französischen Vorschriften tun) berechtigt, die zulässige Spannung im Eisen von der Streckgrenze abzuleiten. Eine andere Frage ist, ob man sich, wie bei den französischen Vorschriften mit einer zweifachen Sicherheit im Eisen begnügen darf, während man doch im Beton eine fünf- bis sechsfache Sicherheit verlangt. Die Verschiedenheit in den Sicherheitsgraden ist berechtigt, mit Rücksicht darauf, daß der Beton kein so homogenes Material ist wie das Eisen. Eine zweifache Sicherheit für das Eisen dürfte aber zu gering sein, und es dürften diejenigen Vorschriften am zweckmäßigsten sein, welche für das Eisen eine zulässige Spannung von 1000 kg/cm² verlangen. Dies entspricht bei den allgemein im Eisenbetonbau gebräuchlichen Handelsflußeisen einer zweieinhalb- bis dreifachen Sicherheit.

Die Berechnung der *Scher- oder Schubspannungen*, die bei Eisenbetonbauten von größter Wichtigkeit sind, geschieht nach den bekannten Methoden der Festigkeitslehre. In den deutschen Vorschriften wird verlangt, daß die zulässige Schubspannung des Betons das Maß von 4,5 kg/cm² nicht überschreitet, und wenn größere Schubspannungen auftreten, werden die Eisen, welche entsprechend abgebogen werden müssen, zur Aufnahme der Schubspannungen herangezogen. Die neuen schweizerischen Vorschriften nehmen als zulässige Schubspannung nur 4 kg/cm² an und verlangen, daß nach Überschreitung der Schubspannung des Betons die volle Scherkraft von den Eisen allein übernommen wird. Letztere Vorschrift ist strenger und ist durchaus gerechtfertigt, weil gerade die Behandlung dieser Frage eine erhöhte Vorsicht erfordert. Denn der Bruch von Konstruktionsteilen infolge Überschreitung der Schubspannung erfolgt ganz plötzlich, wie sich aus den Versuchen Schüles und Talbots gezeigt hat, im Gegensatz zu den Brucherscheinungen infolge der Normalspannungen.

Zum Schluß möchte ich noch auf die Bestimmungen hinweisen, welche auf die sogenannte *Adhäsions- oder auch Haftspannungen* sich beziehen. Ich kann mich hier kurz fassen, weil ich voraussetze, daß der von mir auf Grund von verschiedenen Versuchsergebnissen eingenommene Standpunkt über den Wert dieser Berechnungen bekannt ist. Versuche haben für das Haftvermögen zwischen Beton und Eisen Zahlenwerte zwischen 10 und 50 kg/cm² Eisenoberfläche ergeben. Die deutschen Vorschriften leiten aus diesen gefundenen Werten einen zulässigen Wert für die Haftspannung von 4,5 ab, das gleiche tun die französischen Vorschriften; die württembergischen Vorschriften lassen sogar 7,5 kg zu und die österreichischen Vorschriften lassen Werte von 3 bis 5 kg, je nach der Mischung des Betons zu. Diese Werte halte ich für durchaus

unzulässig, weil sie willkürlich aus der großen Zahl der aus den Versuchen gefundenen Werte herausgegriffen sind. Abgesehen davon, ist auch die Berechnung der sogenannten Haftspannungen durchaus unzutreffend. Bei Konstruktionsteilen, die auf Biegung beansprucht sind, verlangen die Vorschriften die Berechnung der Haftspannungen in der Weise, daß die in der Ebene der Eiseneinlage wirkenden Schubspannungen von dem Gesamtumfang der Eiseneinlagen aufzunehmen sind. Dies wäre dann berechtigt, wenn lauter gerade durchlaufende Eisen ohne jede Abbiegung oder Haken vorhanden wären, was ja nie der Fall ist, denn meist sind die Eisen abgelenkt und diese Abbiegungen verhindern einen Bruch infolge Aufhörens des Haftvermögens, weil sie wie ein Anker wirken, welcher die beiden Materialien auch dann noch zusammenhält, wenn das Haftvermögen schon lange überwunden ist. Unrichtig und unwirtschaftlich ist ferner der Berechnungsvorgang, die Schubspannungen auf den Umfängen der Eiseneinlagen zu verteilen. Unwirtschaftlich, weil man sich in den Fällen, wo die Haftspannung zu groß ausfällt, in der Praxis dadurch behilft, daß man kurze Eisenstücke am Auflager hinzufügt, was nicht nur eine Verschwendung an Eisen, sondern auch in manchen Fällen eine Verschwächung des Betonquerschnittes zur Folge hat. Die Berechnung

in den französischen Vorschriften, die ja auch nicht zweckmäßig ist, hat aber insofern mehr Berechtigung, als dort die Haftspannung zwischen zwei nahe aneinander liegenden Querschnitten aus der Differenz der im Eisen auftretenden Zugspannungen ermittelt wird. Aus den angeführten Gründen war es zu begrüßen, daß die neuen schweizerischen Vorschriften nicht nur keine Berechnung der Haftspannungen fordern, sondern auch diesen Begriff gänzlich berücksichtigen.

Ich schließe meine Ausführungen, welche im Rahmen dieses Vortrages nicht allzusehr auf Einzelheiten eingehen konnten. Sie dürften jedoch gezeigt haben, daß alle bestehenden Vorschriften für Eisenbeton einige Unklarheiten und Unstimmigkeiten enthalten, deren Beseitigung wünschenswert erscheint. Der Zweck von Vorschriften, die Sicherheit von Konstruktionen zu gewähren und Unfälle möglichst zu vermeiden, wird bei einer strengen Handhabung auch durch die bestehenden Vorschriften erreicht werden, wenn sie von den in Betracht kommenden Aufsichtsorganen mehr dem Geiste als dem Wortlaut nach gehandhabt werden. Zu hoffen ist, daß es den rastlosen wissenschaftlichen Forschungen allorts gelingen wird, die bestehenden Mängel in den verschiedenen Vorschriften auf das Mindestmaß einzuschränken.

DIE FOLGEN DES GEBRAUCHS UNRICHTIG ZUSAMMENGESETZTER MÖRTEL.

Von B. Haas.

Im Dezemberhefte des Jahrgangs 1909, dieser Fachschrift sind unter gleicher Überschrift Einzelheiten zusammengefaßt, deren Erörterung deshalb geboten erscheint, weil ihre meisten Teile nicht als zutreffend bezeichnet werden können, oder vielmehr, weil sie das Gerippe eines Vortrages bilden, den Prof. J. A. van der Kloes (Delft) auf dem internationalen Kongreß für Materialprüfungen der Technik gehalten hat.

Aus diesen Einzelheiten wären beispielsweise herauszugreifen: „Soll Portlandzementmörtel durchaus wasserdicht sein, so dürfen darin nicht mehr als 2 Raumteile Sand auf 1 Teil Zement vorhanden sein. In der Luft schwindet Mauerwerk aus diesem Mörtel auseinander, und man darf keinesfalls weniger als $2\frac{1}{2}$ Teile Sand auf 1 Teil Zement beimischen.“

Erfahrungsgemäß vermittelt beispielsweise ein aus 2 Raumteilen Sand und 1 Teil Zement hergestellter Feinstreich von Betonbehälter nur dann ihre Wasserundurchlässigkeit oder Dichtigkeit, wenn der Feinstreich auf einem in Mischung 1:3 oder 1:4 hergestellten Grobstriche aufgebracht wird, wenn der letztere einen in Mischung 1:6 oder 1:7 hergestellten Grobkern überdeckt, wenn Grobkern, Grobstrich und Feinstreich sachgemäß hergestellt bzw. verbunden sind, wenn der letztere mittels Metallkelle sorgfältig und sachgemäß geglättet wird, und wenn die Behälter nachher der Einwirkung feuchtwarmer Luft solange unterstellt bleiben, bis ihre Wandungen genügend abgedunsten haben. Nicht selten versagen aber in ähnlicher Weise hergestellte Behälter trotzdem, weshalb ihr Fein-

strich vorsichtshalber in Mischung 1:1 gehalten wird, unter Anwendung feinen scharfen Sandes. Indem zum Mauern verwendeter, in Mischung 1:2 hergestellter Zementmörtel vorgeschriebene Behandlung nicht aufweist, ist es ausgeschlossen, daß mit derartigem Mörtel hergestelltes Mauerwerk an und für sich durchaus wasserdicht sein kann, auch wenn berücksichtigt wird, daß die zum Mauerwerk verwendeten Steine ziemlich dichte Struktur führen und wasserdicht wären, und der Mörtel zufolge Eigen- und Nutzlast des Mauerwerks in den Fugen ziemlich zusammengepreßt wird.

Denn mit derartigem Mörtel hergestelltes Mauerwerk verrät bei halbwegs nennenswerten Abmessungen ungleichmäßige Bewegungen, und zwar in Form von Erscheinungen des Treiben und Schwinden. Während die ersten Erscheinungen innerhalb der von Luft unberührten Kernteile schon zufolge rein thermischer Einwirkungen auftreten, treten die letzteren an von Luft berührten Mauerwerksteilen deshalb auf, weil diese rascher entwässert werden, welche Entwässerung eine Volumensminderung begleitet. Auch tritt letztere Erscheinung deshalb auf, weil sie durch erstere mittelbar gefördert wird. Bei verhältnismäßig dünnwandigen Behältern und auch bei solchen mit kräftigeren Wandungen können beide Erscheinungen insoweit nicht auftreten, als die Herstellung der ersten den vorgeschriebenen Anforderungen angepaßt wird. Diese Anforderungen sind aber bei Herstellung von Mauerwerk in gleicher Weise technisch un-

möglich zu befriedigen, weshalb das erstere nur mittels der beschriebenen Mörtelmischung auch niemals durchaus wasserdicht sein kann. Um die angeführten Erscheinungen bei Herstellung von Mauerwerk tunlichst abzuschwächen, werden die hierzu erforderlichen Mörtelmischungen erfahrungsgemäß weitgehender gemagert, und auch noch mit Kalk oder Traß vermengt. Und erst diese Zusätze vermitteln teilweise die angestrebte und tunlichst erreichbare Wasserdichtigkeit des Mauerwerks, und nur derart behandelte Mörtelgemenge behindern teilweise seine vorgeschriebenen Bewegungen.

Von diesen Feststellungen weichen folgende weitere Einzelheiten fraglicher Veröffentlichung wesentlich ab. „Auch der Preisverminderung wegen wird denn auch in Deutschland sowohl wie in Holland sogen. verlängerter Zementmörtel verarbeitet, d. h. es wird Kalk beigemischt, mit Rücksicht auf Ausschlag und Mauerfraß das verderblichste, was geschehen kann. Diese Erscheinungen kommen gegenwärtig denn auch so allgemein vor, daß es unbegreiflich ist, wie selbst namhafte Baumeister immer demselben schlechten Wege folgen können.“

Bekanntlich werden besonders beim Herstellen von Bauwerken nennenswerter Abmessungen, die in den meisten Fällen auch für sehr lange Dauer bestimmt sind, stets nur beste und erfahrungsgemäß bewährte Arbeitsweisen und Materialien verwendet, um eben eine Gewähr für die Möglichkeit ihrer angestrebten langen Dauer zu haben. Hierbei bleibt der einmalige Mehraufwand ziemlich unberücksichtigt, weil minderwertige Materialien und Arbeitsweisen in solchen Fällen allenfalls Folgen verursachen können, deren nachträgliche Behebung ungleich größeren Aufwand beansprucht, als bei Anwendung von minderwertigen Materialien und Bauweisen ursprünglich erspart wurde. Es ist daher ausgeschlossen, daß die Anwendung von verlängertem Zementmörtel besonders bei fraglichen Bauwerken auch aus diesem Grunde erfolgt.

Von ungleich anderen Erwägungen ist aber die gleiche Anführung aufzufassen, wonach solcher Mörtel als Ursache von Ausschlag und Mauerfraß zu erachten ist. Denn will diese Anführung als unumstößliche Tatsache gelten, müssen im Portlandzement und Kalk Bestandteile nachzuweisen sein, die bereits an und für sich zur Einleitung von Ausschlag und Mauerfraß befähigt sind. Solcher Nachweis ist aber erfahrungsgemäß nicht zu erbringen, auch wenn wir normengemäßen Portlandzement und normal gebrannten wie beiverteten Kalk noch so sorgfältig auf diesbezügliche Bestandteile oder Eignungen untersuchen. Die- en Sachverhalt vermögen auch die weiteren Einzelheiten fraglichen Vortrages nicht zu widerlegen, auch wenn sie sich auf bestimmte Fälle stützen. Denn eigentümlicherweise umfassen diese lediglich den Tatbestand, daß von Fall zu Fall Ausschlag, Auslaugung oder Mauerfraß vorgelegen sind; vergeblich suchen wir aber in fraglichen Einzelheiten nach allenfalls angestellten genauen Untersuchungen, aus denen hervorgehen könnte, daß auch die Ursachen der festgestellten Erscheinungen genauer Prüfung unterzogen worden sind.

Nicht besser erscheinen die Einzelheiten fraglichen Vortrages, als aus ihrem ausführlichen Inhalte der mittelbare Nachweis hervorgeht, daß die jeweilige Feststellung der Ursachen von Fall zu Fall leicht zu erbringen gewesen wäre. Es soll trotzdem nicht behauptet werden, als ob die festgestellten Mängel in keinem der angeführten Fälle von mangelhafter Beschaffenheit der verwendeten Mörtel herrühren können; es muß aber auf Grund einschlägiger umfangreicher Erfahrungen auch als unwiderlegbare Tatsache erachtet werden, daß verlängerter Zementmörtel von Fall zu Fall nicht deshalb Ausschlag, Auslaugung oder Mauerfraß an mit ihm hergestelltem Mauerwerke hervorruft, weil jeder verlängerte Zementmörtel diese Erscheinungen an und für sich bzw. voraussetzungslos hervorzubringen befähigt ist, sondern verlängerter Zementmörtel kann fragliche Erscheinungen an mit ihm hergestelltem Mauerwerke

nur bedingungsweise und nur dann hervorbringen, wenn er vor oder während seines Verarbeitens, bzw. wenn er vor, während oder nach erfolgtem Abbinden mit solchen gasförmigen, flüssigen, löslichen oder minder dichten Stoffen in unmittelbare Berührung gelangt, die ihn unter Begleiterscheinungen im allgemeinen zersetzen oder sonstige beeinträchtigen können. Diese Zersetzungen oder gegenseitigen Beeinträchtigungen gehen erfahrungsgemäß vor sich, wenn das zum Löschen des Kalkes oder das zum Anmachen des verlängerten Zementmörtels dienende Wasser Natriumchlorid, Magnesiumchlorid, Magnesiumsulfat, freie Säuren oder ammoniakalische Bestandteile enthält, ferner, wenn der angeführte vollkommen normale Mörtel mit minder dichten Steinen oder sonstigen Umgebungen in unmittelbare Fühlung gerät, die allenfalls auch noch vorbeschriebene ungünstig einwirkende Bestandteile aufweisen, oder wenn die angeführten Mörtelumgebungen bzw. der mit ihnen verbundene vollkommen normale Mörtel vom Atmosphärischen bestrichen werden, die ähnliche Bestandteile aufweisen.

Zurückgreifend auf vorangeführte angebliche Schädlichkeit von verlängertem Zementmörtel, geht aus dem hierauf bezüglichen eingangs angeführten Wortlaute hervor, daß die angebliche Schädlichkeit des verlängerten Zementmörtels nur in seiner Verlängerung mit Kalk zu erachten ist, zumal fraglicher Wortlaut „d. h. es wird Kalk beigemischt, aus Rücksicht auf Ausschlag und Mauerfraß das verderblichste, was geschehen kann“, eine andere Begriffsauslegung nicht gut zuläßt. Aus dieser ist somit die Ableitung zulässig, daß Zementmörtel für sich allein zur Hervorbringung der beschriebenen Mängel nicht befähigt ist, und daß er diese Befähigung erst durch Beimengung von Kalk erlangt. Werden aber die genügend bekannten Bestandteile normgemäßen Portlandzementes berücksichtigt, ist der Nachweis unschwer zu erbringen, daß die Bestandteile des ersteren durch Hinzufügen von Kalk Verbindungen nicht eingehen können, die zur Hervorbringung der beschriebenen Erscheinungen an und für sich befähigt wären. Denn jeder normgemäße Portlandzement enthält so viel Kalk, bzw. er scheidet beim Abbinden und Erhärten so viel Kalk aus, daß dieser reichlich genügt, um die im Portlandzement vorhandenen allenfalls ungehinderten schädlichen sauren Salze zu paralisieren und auch noch alkalische Ausscheidungen zu ermöglichen. Entstehen aber durch diese Paralisierung neue Salze, die ebenfalls schädlich wären, müßte jeder normgemäße Portlandzement bzw. der mit ihm bereitete Mörtel schon an und für sich als Schädling zu erachten sein. Indem aber diese Annahme erfahrungsgemäß unzutreffend ist, und Portlandzementmörtel laut fraglichem Wortlaute auch nicht als Schädling erachtet wird, könnte doch durch Verlängerung unschädlichen Portlandzementes mittels Kalks nur in den Fällen eine schädliche Wirkung des verlängerten Portlandzementmörtels gegeben sein, wenn dieser mit einem Kalk verlängert wird, der allenfalls die früher angeführten schädlichen Anlagerungen oder Bestandteile enthält. Die schädliche Wirkung verlängerten Portlandzementmörtels wäre somit nicht durch seine Verlängerung mit Kalk an und für sich geben, sondern erst durch seine Verlängerung mit unsachgemäß gebranntem, unsachgemäß gelöschtem oder unsachgemäß gesumpftem bzw. angemachtem Kalk.

Indem aber solcher Kalk weder in fraglichen Einzelheiten noch in diesem zugrunde liegenden Vortrage besonders angeführt wird, ist also in beiden auch nur normaler Kalk gemeint und berücksichtigt und wird dadurch unmittelbar zugegeben, daß die angebliche Schädlichkeit derart hergestellten verlängerten Zementmörtels unmöglich in seinen unschädlichen Eignungen allein liegen kann. Denn wenn schon in jedem mit normgemäßem Zement hergestellten Zementmörtel auf Grund vorgehender Feststellungen freier oder befreiter Kalk vorhanden ist, und zu diesem Mörtel noch normaler Kalk hinzugefügt wird, nur um den ersteren zu verlängern, kann diese Verlängerung

oder Beimengung lediglich dem Zwecke dienen, der auch tatsächlich damit stets angestrebt und erzielt wird, daß der Abbindungs- und Erhärtungsprozeß des Zementmörtels dadurch geeignete Verlangsamung erleidet, welche Verlangsamung dadurch entsteht, daß die dem Zementmörtel beigegemengten feinen plastischen und viel Feuchtigkeit führenden Kalkteilchen die sonst rasche Bildung von Calciumsilikaten behindern. Eine andere Wirkung übt der das Verlängern des Zementmörtels vermittelnde Kalkzusatz erwiesenermaßen auch nicht aus.

Wird aber trotzdem an der sinngemäß zulässigen Auslegung fraglichen Wortlautes festgehalten, wonach durch Verlängerung von Zementmörtel mit Kalk in mit ihm behandelten Mauerwerk die Erscheinungen von Ausschlag und Mauerfraß zutage treten, und zwar selbst unter Annahme normalen Kalkes, der somit von früher beschriebenen ungünstigen Anlagerungen oder sonstigen Beeinträchtigungen verschont ist, muß mit normalem Kalk verlängerter Zementmörtel die Eignung haben, in mit ihm behandelten Mauerwerke nachteilige mechanische bzw. physikale oder chemische Wirkungen auszuüben, die nachher in Form fraglicher Erscheinungen zutage treten. Die mechanischen bzw. physikalischen Wirkungen mit normalem Kalk verlängerten Zementmörtels können aber zufolge seiner früher beschriebenen Eignungen und seiner genügend bekannten Bestandteile beispielsweise in Verbindung mit sandstein- oder kalksteinartigem Mauerwerk nur Durchtränkungen desselben umfassen, deren Möglichkeit aber nicht bedingungslos, sondern nur durch minder dichte Struktur der verwendeten Sand- oder Kalksteine vermittelt wird. Liegt nun diese Möglichkeit vor, bzw. wird der verlängerte Zementmörtel von dem ihn umbettenden minder dicht gefügten Sand- oder Kalksteinen gewissermaßen entwässert oder vielmehr teilweise aufgesaugt, können dadurch in fraglichen Gesteinsarten nicht etwa deshalb Ausschläge entstehen, weil verlängerter Zementmörtel zur Anwendung gelangte, sondern nur deshalb, weil fragliche Gesteinsarten minder dichte Struktur aufweisen, derzufolge die ersteren im allgemeinen jede Feuchtigkeit oder Flüssigkeit aufnehmen. Es ist daher in solchen Fällen vollkommen nebensächlich, ob verlängerter Zementmörtel, reiner Zement oder reiner Kalkmörtel zur Anwendung gelangen, aus welchem Grunde auch die durch ihre Anwendung nur mittelbar verursachten sehr geringfügigen Ausschläge auch nur sehr geringe Farbenunterschiede verraten. Als unmittelbare Ursache der ersteren ist daher lediglich die mangelhafte Struktur fraglicher Gesteine zu bezeichnen, und wären diese eben zufolge ihrer beträchtlichen Saugfähigkeit nicht zu verwenden, weil sie schon durch Einwirkung von gewöhnlicher Feuchtigkeit und Frost sehr rasch zerstört werden können.

Enthalten aber solche Gesteine auch noch leicht lösliche oder durch Feuchtigkeit leicht zersetzbare Salze, können diese sehr leicht zur vollkommenen Zerstörung ihrer minder dichten Struktur führen, wobei es neben-

sächlich ist, ob die Lösung und Zersetzung der Salze durch Wasser oder Mörtel erfolgt, oder ob die Zerstörungen die Erscheinungen von Mauerfraß, oder die von rein mechanischen bzw. physikalischen Beeinträchtigungen verraten. In beiden Fällen muß daher als unmittelbare Ursache der Zerstörungen die minder dichte Struktur der Gesteine bezeichnet werden, und ihr Gehalt an leicht zersetzbaren Salzen, und verraten derartige Gesteine während loser Schichtung oder nach erfolgter regelrechter Vermauerung auch teils gleiche oder ziemlich gleiche Zerstörungserscheinungen. Solch ungünstiges Verhalten verraten auch ähnliche Struktur und Zusammensetzung aufweisende normal gebrannte Ziegelsteine, wie auch Wand- und Fußbodenplatten.

In einfacher und vollkommen überzeugender Weise ist diese Tatsache dadurch nachzuweisen, daß der gleiche verlängerte Zementmörtel, mit ungleich dichter Struktur verratenden, sonst aber gleichartigen Sand- oder Kalksteinen bzw. Ziegelsteinen, Wand- oder Fußbodenplatten vermauert, in diesen weder die Erscheinungen von Ausschlag, noch die von Mauerfraß hervorbringen kann, zu mindest aber nicht in auch nur annähernder Schärfe oder Ausbreitung, wie in vorgehenden Materialien. Für diese Annahme sprechen auch beispielsweise die früher am Kölner Dombau mit Zement und verlängertem Zement vorgenommenen Vergüsse von an ihrer Oberfläche teilweise verwitterten Trachyt-, Kalk- und Sandsteinen, welche Vergüsse im Verlaufe von 35 Jahren ihren angestrebten Zweck keineswegs erfüllten, sondern den Zerfall der damit behandelten Steine förderten. Diese mangelhafte oder vielmehr schädliche Wirkung der Vergüsse ist aber nicht auf die Anwendung des Zementes oder verlängerten Zementmörtels an und für sich zurückzuführen, sondern ausschließlich darauf, weil beide, eben zufolge der Zweckbestimmung oder vielmehr zufolge geeigneten Lage der Vergußstellen, mit reichlicher Menge Atmosphärien stets längere Föhlung behielten konnten, derzufolge nachträglich einwirkende Fröste um so schädlichere Wirkung hervorbringen mußten, als zwischen der Struktur der Vergüsse und ihrer Gesteinsumrahmungen von Fall zu Fall tatsächlich beträchtliche Abweichungen gegeben waren. Zuzufolge dieser Abweichungen können gleiche Temperatureinwirkungen in Vergüssen und ihren Gesteinsumrahmungen auch niemals gleiches Verhalten hervorbringen, welches Verhalten bei Einwirken von Wärme oder Kälte folgerichtig stets zur Zerstörung der Vergüsse und ihrer Gesteinsumrahmungen führen muß, auch wenn diese Wirkungen von mit Atmosphärien niedergeschlagenen sonstigen schädlichen Anlagerungen oder Bestandteilen nicht unterstützt werden. Die im fraglichen Vortrage berührten Verwitterungen von Bauteilen des Kölner Domes beziehen sich vorwiegend auf vorbeschriebene Erscheinungen, die der Vortragende laut Feststellungen des Dombaumeisters nur vom Baugerüst aus besichtigt, nicht aber näher untersucht hat.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler, (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Begriffsbestimmung des Zementkalkmörtels. — s. L. Januar 1910. I, 1. S. 40. — Im Handel mit Baumaterialien wird verstanden unter:

1. Kalkmörtel: ein Gemisch aus gelöschtem Kalk und Sand;
2. verlängertem Zementmörtel: ein Gemisch aus gelöschtem Kalk und Sand mit Zementzusatz;
3. reinem Zementmörtel: ein Gemisch von Zement und Sand;

4. hydraulischem Mörtel: Mörtel, der die Eigenschaft hat, unter Wasser abzubinden;
5. Gipsmörtel: ein Gemisch aus gelöschtem Kalk und Sand mit Gipszusatz;
6. Haarkalkmörtel: ein Gemisch aus gelöschtem Kalk und Sand und Zusatz von Tierhaaren;
7. Schamottemörtel: ein Gemisch von Schamottemehl mit feuerfestem Ton;
8. Lehmörtel: ein Gemisch von Lehm und Wasser.

Tonindustriezeitung 1909. Nr. 149.

New Cement Mill near Montreal. Ausführliche Angaben über eine neue große Zementfabrik, die in Canada mit amerikanischen Mitteln erbaut ist. Die Maschinen haben elektrischen Antrieb. Zahlreiche Abb. The Engineer 1909. Dezember. S. 681.

Modern Cement Mill Construction. Von Barnhurst. Kurze Besprechung der für große Zementfabriken erforderlichen Einrichtungen. Anordnung der Maschinen und Bemessung der einzelnen Anlagen. Mit Abb. Cement Age 1909. Dezember. S. 414.

Abaque pour les mélanges destinés à la fabrication du ciment Portland artificiel. Sehr einfaches Schaubild für die Ermittlung des Mischungsverhältnisses der Rohstoffe zur Zementherstellung. Mit Beispielen. Revue mat. constr. trav. publ. 1909. Nr. 11.

Neuere Fortschritte in der Zement-, Kalk-, Phosphat- und Kaliindustrie. Von C. Naske. Besprechung der maschinellen Einrichtungen. Mit guten Abb. Zeitschr. des Ver. deutsch. Ing. 1910. Nr. 1 ff.

Sull' esercizio dei forni rotativi per la cottura del cemento. Il Cemento 1909. Nr. 21. — s. L. September 1909. I, 1. S. 370: Zum Betrieb der Drehrohröfen.

The Machinery of the American Cement Mill. Besprechung einiger neuer Maschinen, und zwar: Steinbrecher, Trockenapparate für Zement, Mühlen, Drehöfen, Pack- und Wägemaschinen sowie einzelner Teile derselben. Mit zahlreichen Abb., unter Berücksichtigung amerikanischer und deutscher Erfindungen. Cement Age 1909. Dezember. S. 383.

White Portland Cement. Von Dr. Grimshāw. Untersuchungen haben ergeben, daß sich vollständig weißer Portlandzement herstellen läßt durch Verwendung von Tonerde mit geringem Gehalt an Eisenoxyden, durch Anwendung hoher Brenntemperatur und feinsten Mahlung. Unter Benutzung reinen weißen Sandes sind dauerhafte weiße Mörtel von guter Zugfestigkeit erzielt worden. Cement Age 1909. Dezember. S. 422.

Weißer Zement. Mitteilungen über einen vom Ing. Timofejew erfundenen Gipszement. Betonzeitung 1909. Nr. 51.

La fabbricazione della calce idrata. — Herstellung von Kalkhydrat. Apparat von O. Schott. Ausführliche Beschreibung mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 24. — Tonindustriezeitung 1909. Nr. 149.

2. Prüfung und Untersuchung.

Du meilleur procédé pour déterminer le commencement et la durée de la prise. Von H. Laborbe. Vorschlag, die Erhärtungsdauer nach der Größe des Eindrucks zu bestimmen, den eine belastete Kugel bei bestimmtem Gewicht in dem Probekuchen erzeugt. Der Vorschlag erscheint sehr beachtenswert und hat gute Ergebnisse geliefert. Mit Abb. und ausführlicher Beschreibung und Anleitung. Le Ciment 1909. Nr. 11 u. 12. — I Cemento 1909. Nr. 22.

Thermograph für die Bindezeit der Zemente. Der Apparat beruht auf dem Gedanken, die im Zementbrei während des Abbindens auftretende Temperaturzunahme zur Bestimmung der Bindezeit zu benutzen. Selbsttätige Aufzeichnung. Beschreibung des Apparates mit Abb. Tonindustriezeitung 1910. Nr. 1.

La determinazione della basicità totale del cemento. Betrachtungen rein chemischer Natur über die Basizität des Zementes, der Mörtel und der Ziegel. Il Cemento 1909. Nr. 23 u. 24. — Tonindustriezeitung 1909. Nr. 43.

L'omogeneità dei calcoli da cemento. Zur Untersuchung der gleichmäßigen Mischung der Zementbestandteile wird die mikroskopische Betrachtung und Photographie empfohlen. Anführung von Beispielen mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 20.

Bestimmung feinsten Mehles im Portlandzement. Mit Hilfe der Windsichtung in einem langen Glastrichter nach dem Verfahren von P. Mayntz Petersen in Kopenhagen. Beschreibung mit Abb. und Anführung von Ergebnissen. Tonindustriezeitung 1909. Nr. 152.

La stagionatura del cemento. Verbesserung der Eigenschaften des Zementes durch Lagerung. Il Cemento 1909. Nr. 24. — s. L. Oktober 1909. I, 2. S. 433: Lagern von Zement.

Progress in the Methods of Testing Hydraulic Cements. Bericht des französischen Ingenieurs Férét auf dem Kongreß zu Kopenhagen. Cement Age Dezember 1909. S. 372. — s. L. November 1909. I, 2. S. 478.

Erhärtung der Zemente. Ausführliche weitere Mitteilungen von Zementuntersuchungen:

1. über den Einfluß des Wassers und
 2. über den Einfluß des Sandes
- mit zeichnerischer und tabellarischer Zusammenstellung der Ergebnisse. Zement und Beton 1909. Nr. 50 und 51. — s. L. Januar 1910. I, 2. S. 41.

Recommendations as to Standard Sand. Da der Einfluß des Sandes auf die Mörtelfestig-

keit wesentlich ist, haben amerikanische Ingenieurvereine eine neue Prüfungsvorschrift vorgeschlagen: Der zu verwendende Sand soll mindestens 70% der Mörtelfestigkeit ergeben, die ein Normsand dem Mörtel gleichen Mischungsverhältnisses verleiht. Als Normsand ist für die Vereinigten Staaten der Sand aus den Werken der Ottawa Silica Company anerkannt worden. Die Fabrik arbeitet nach besonders festgesetzten Methoden, um dauernde Gleichmäßigkeit zu erzielen. *Cement Age* Dezember 1909. S. 378.

Azione dell'alluminato di calcio sulle malte. *Il Cemento* 1909. Nr. 22. s. L. September 1909. I, 2. S. 370: Kalkaluminat und Mörtel von H. Spackman.

Anbinden der Mörtel aneinander. Versuche von Prof. Kirsch. *Tonind.-Ztg.* 1909. Nr. 149. s. L. März 1909. I, 2. S. 137.

Betonversuche im dänischen Ingenieurkorps. Mitteilungen über Betonuntersuchungen aus der Zeit seiner ersten Anwendung. *Zement und Beton* 1909. Nr. 51.

Die Prüfung der Zuschlagstoffe für Mörtel und Beton. Eigenschaften und Untersuchungsverfahren. *Arm. Beton* 1910. Nr. 1.

New German Standards for Delivery and Testing of Portland Cement. Die Einführung der Druckprobe von Probewürfeln wird erörtert; amerikanische Versuche ergaben bei Verwendung verschiedener Sandarten wesentlich verschiedene Druckfestigkeiten der Würfel. Ebenso ist der Einfluß der Luftfeuchtigkeit auf die Probekörper verschieden. *Cement Age* Dezember 1909. S. 369.

Détermination du dosage d'un échantillon de béton. *Le Ciment* 1909. Nr. 10. s. L. November 1909. I, 2. S. 478.

Disparition spontanée de la rouille du fer dans le béton armé. Von Rohland. *Revue mat. constr. trav. publ.* 1909. Nr. 10. s. L. Januar 1910. I, 2. S. 41. — s. auch: III: Portland Cement Paint usw.

Le ciment dans l'eau de mer. Praktische Versuche der skandinavischen Vereinigung von Portlandzementfabrikanten über die Bewährung von Zement usw. im Meerwasser; angestellt seit 1896 in Esbjerg, Dänemark, Nordsee, in Vardo, Norwegen, Nordsee und Degerhamn am Baltischen Meerbusen. Die Proben lagen z. T. dauernd unter Wasser, z. T. im Wasserwechsel. Bezeichnung der Probewürfel durch bunte Glasperlen und -scherben. Ergebnisse u. a.: Die chemischen Einwirkungen des Meerwassers sind allein nicht imstande, den Zementmörtel zu verderben. — Die Zerstörung der Mörtel- und Betonproben rührt hauptsächlich von der mechanischen Wirkung des Frostes her. Die Mischung 1:3 im Mörtel ist zu gering für die Verwendung in den skandinavischen Meeren. *Le Ciment* 1909. Nr. 11.

Dissociazione o decomposizione dei cementi sottoposti all'azione dell'acqua pura. *Il Cemento* 1909. Nr. 22. s. L. Januar 1910. I, 2. S. 41: Auflösung und Zersetzung usw. und L. September 1909. I, 2. S. 371: Dissociation usw.

Das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser. Nach dem Bericht des Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde. s. L. Januar 1910. I, 2. S. 41. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 16.

Conclusion des essais officiels du Ministère des Travaux publics sur l'assimilation définitive, en Allemagne, du ciment Portland de fer au ciment Portland. Über die Gleichartigkeit von Portland- und Eisenportlandzement. *Revue mat. constr. trav. publ.* 1909. Nr. 10. — *Stahl und Eisen* 1909. XXIX, S. 441 u. 1366. s. L. Januar 1910. I, 2. S. 41.

Gli inconvenienti dei beton di scoria. *Il Cemento* 1909. Nr. 21. s. L. November 1909. I, 2. S. 479: Treiben von Schlackenbeton.

Eine Müllverbrennungsschlacke. Von Prof. Dr. Rohland. Angabe der chemischen Zusammensetzung der Schlacken aus der Müllverbrennungsanstalt Barmen. In einer Mischung von 75% Müllschlacke und 25% normalem Portlandzement blieb das Eisen vollständig rostfrei, während es sich in reiner Hochofenschlacke und auch in amerikanischen Schlackenzementen oxydiert hat. *Tonind.-Ztg.* 1909. Nr. 152.

Il V. Congresso dell'Associazione Internazionale per le prove dei materiali da costruzione. Bericht über den Materialprüfungskongreß. *Il Cemento* 1909. Nr. 20, 21, 22 und 23. — *Annali Soc. Ing. Arch. Italiani* 1909. Nr. 20. s. L. Dezember 1909. I, 2. S. 528.

Der 5. internationale Materialprüfungskongreß. Österreich. *Woch. öftrl. Baudienst* 1909. Nr. 50, 51, 52.

Il XII. Congresso degli Ingegneri e degli Architetti in Firenze (ottobre 1909): Behandelte Fragen u. a.: Abgekürzte Zugfestigkeitsprobe für Zement. Erdbebensichere Bauten. *Il Cemento* 1909. Nr. 21. — *Annali Soc. Ing. Archit. Italiani* 1909. Nr. 22.

Bericht über die Tätigkeit des Kgl. Materialprüfungsamtes Gr.-Lichterfelde. Enthält eine Menge von sehr beachtenswerten Einzelheiten über die Baumaterialprüfung, besonders in Abt. 2. *Mitt. des Amtes* 1909. Heft 7 u. 8.

3. Wirtschaftliches.

The Association of German Portland Cement Manufacturers. Jahresbericht des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten vom März 1909. *Cement Age* Dezember 1909. S. 364.

The Cement Industry. Rückblick auf die Lage der Zementherstellung im Jahre 1908. Dabei Angaben über Zusammenwirken der Fabriken,

Neugründungen, Verbesserungen der Maschinen, Verhältnisse des Marktes, Ein- und Ausfuhr, Lage der Industrie in Deutschland, Canada, England, Dänemark, Belgien und Mexiko. *Cement Age* Dezember 1909. S. 354.

Le ciment an Brésil. Angaben wirtschaftlicher Art über die Einfuhr, über den Preis und die Verwendung von Zement. *Le Ciment* 1909. Nr. 10.

Die wirtschaftliche Bedeutung und Organisation der Betonbauindustrie. Kartellierung, bezw. trustähnlicher Zusammenschluß wird den Betonbaufirmen empfohlen. *Armiertes Beton* 1909. Nr. 12.

II. Theorie.

Unification des notations. *Le ciment armé* 1909. Nr. 11. Die Schriftleitung von *Le ciment* und *Le ciment armé* verspricht die neuen Bezeichnungen einzuführen. s. L. 1909. Dezember. II. S. 529/30.

Note sur le calcul des bow-strings continus; application à un viaduc en béton armé. Berechnung durchgehender Parabelträger ohne Streben. Anwendung auf eine Straßenbrücke von 7,20 m Breite und 40 m mittl. Stützweite mit nur 2 Hauptträgern. *Le génie civil* 1909. Nr. 4. 27. November.

Die Knicksicherheit der Druckgurte offener Bogenbrücken. Von Dr. Ing. Müller. Anwendung der neueren, für Balkenbrücken geltenden Formeln auf Bogenbrücken, bei denen 2 gedrückte Gurte und eine veränderliche Höhe dieser über den Querträgern vorhanden sind. *Zeitschr. Arch. Ing. Wesen* 1910. Nr. 1.

Beitrag zur statischen Berechnung von Spundwänden unter Berücksichtigung besonderer örtlicher Verhältnisse. Von Dr. Ing. Ehlers. Betrachtung des Sonderfalles, daß die Spundwand hinter den Pfählen eines Kaimauer-Pfahlroste steht und an der Kaimauer-Sohle nach oben hin aufhört. Sie bekommt dann nur einen Teil des Gesamterddruckes und ist außerdem an ihrem oberen Ende festgehalten. Ableitung von Festwerten aus 10 Beispielen der Praxis. Mit Abb. *Zeitschr. Arch. Ing. Wesen* 1910. Nr. 1.

Die Form der Winkelstützmauern aus Eisenbeton mit Rücksicht auf Bodendruck und Reibung in der Fundamentfuge. Von Dr. Ing. Klein. Mit einfachen Annahmen errechnet Verfasser recht einfache Formeln für den Zusammenhang zwischen Sohlbreite, Höhe, Standsicherheit und Bodendruck von Winkelstützmauern. Er betrachtet auch weiterhin die Hilfsmittel zur Verminderung der Sohlbreite, wie Anordnung einer Schürze unter der Sohle und Schrägstellung der

Sohlplatte. Mit Tab. und Abb. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 16.

Die Bestimmung der Spannungen, der Tragfähigkeit und der Querschnittsabmessungen von Eisenbetonbalken auf graphischem Wege. Von Dr. Ing. Thieme. *Arm. Beton* 1910. Nr. 1.

Beitrag zur Theorie der Verbundbalken, insbesondere der genieteten Träger. Die Annahme ebenbleibender Querschnitte bei der Biegung ergibt für den genieteten Träger Fehler von höchstens 6–7% in den Spannungen; eine solche Annahme ist also durchaus zulässig. Interessante Berechnung. *Zeitschr. Arch. Ing. Wesen* 1910. Nr. 1.

Intorno alle sezioni in cemento armato inflesse e compresse. Graphische Untersuchung von beliebigen Querschnitten, die auf Druck und auf Biegung gleichzeitig beansprucht werden. Mit Abb. *Il Cemento* 1909. Nr. 24.

Zur Berechnung der Eisenbetonbalken mit spiralarmierter Druckzone. Beitrag von P. Frei, Büln. *Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-V.* 1910. Nr. 1.

Die wirtschaftlichste Querschnittsbemessung von Eisenbetonplatten und Plattenbalken. Berücksichtigung der wirklichen Kosten. Mit Tabelle. *Arm. Beton* 1910. Nr. 1.

Graphisches Verfahren für die Ermittlung der Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden. Von Dr. Federhofer. Gilt auch für den Fall beliebig veränderlicher Wandstärke. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 16 und 1910. Nr. 1.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Expériences et essais de contrôle sur le béton armé en Italie. Von J. Benetti, Bologna. Besprechung des italienischen Eisenbetonversuchswesens. Die Staatsbahnen besitzen eine eigene Versuchsanstalt und haben folgende Vorschriften herausgegeben:

- a) Prescrizioni tecniche pei materiali da impiegarsi nei lavori delle Ferrovie dello Stato;
- b) Capitolato generale tecnico di appalto delle opere, che si eseguono dall'Amministrazione delle Ferrovie dello Stato.

Druck von G. Civelli, Rom 1906.

Außerdem bestehen amtliche Vorschriften vom 10. Januar 1907. *Le ciment armé* 1909. Nr. 12.

Mesure des déformations sur les constructions en service. Von Ch. Rabut, Paris. Um unsere Kenntnis vom statischen Verhalten der Eisenbetonbauteile zu erweitern, wird empfohlen, daß an fertigen Bauwerken Untersuchungen, speziell Messungen der Durchbiegungen usw., angestellt werden. Hieraus sollen rückwärts die

Grundlagen der statischen Berechnung abgeleitet werden. Verfasser fordert zu Versuchen und Beobachtungen in diesem Sinne auf. *Le ciment armé* 1909. Nr. 11.

Versuche Schüles mit Eisenbetonbalken und -säulen. Besprochen von Dr. v. Thullie. *Z. d. östr. Ing.- u. Arch.-V.* 1909. Nr. 40.

Belastungsversuche mit gekreuztbe-
wehrten Eisenbetondecken. Aus einem Ver-
suche wird durch Nachrechnung die Föppl'sche
Formel bestätigt:

$$M = \frac{p \cdot a \cdot b \cdot c}{3}$$

M: Moment des ganzen Diagonalschnitts, a und b halbe Rechteckseiten, c Lot von einer Ecke auf die Diagonale. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 16.

Prove comparative su travi in beton armate con tondini o con quadretti tipo Johnson. Vergleichende Versuche mit Rundeisen und Johnson-Eisen von Prof. C. Guidi in Turin; Balken von 20 cm Breite, 30 cm Höhe und 3,90 m Länge, mit je einem geraden Eisen als Einlage, und zwar einem Rundeisen \varnothing 15 mm oder einem Johnson-Eisen von 1,44 qcm Querschnitt. Zugleich wurde der Einfluß der Bügel und der Umbiegungen der Eisen an ihren Enden untersucht. Aus den leider nicht sehr zahlreichen Versuchen geht folgendes hervor: Die Johnson-Eisen zeigen keine bemerkenswerte Überlegenheit gegenüber den Rundeisen; ebensowenig ergaben Bügel und Umbiegung der Eisen eine größere Festigkeit als die einfachen geraden Einlagen. Die Balken im Alter von zwei Monaten hielten ebenso gut wie die 19 Monate alten. Der Beton war vielfach nicht in die Höhlungen der Johnson-Eisen eingedrungen, so daß dort nach der Zerstörung der Balken noch Rostflecken zu sehen waren. — Mit Abb. *Il Cemento* 1909. Nr. 23.

Neue Versuche amerikanischer Forscher. Von Dr. Ing. Probst. III. Versuche Talbots über den Einfluß der Abbiegungen und der Bügel auf die Tragsicherheit. Mit Abb. *Arm. Beton* 1909. Nr. 12. — *Eisenbeton* 1909. Nr. 24. s. L. Oktober 1909. III. S. 436.

Versuche an Plattenbalken. Sollen die Wertlosigkeit der Berechnung der Haftspannungen nach den amtlichen Bestimmungen nachweisen. Mit Abb. *Arm. Beton* 1909. Nr. 12.

Portland Cement Paint as a Protection to Structural Steel. Von Prof. Giesecke. Eingehende Versuche ergaben, daß Eisen, die vorher mit Zementmilch gestrichen und nach gehörigem Trocknen in Beton eingebracht wurden, größere Haftung an diesem Beton erhielten als Eisen ohne solchen Anstrich. Dieser ist als gleichmäßiger Überzug über der Metallfläche ein wirksamer Rostschutz. *Cement Age* 1909. Dezember. S. 424.

Bachsche Versuche mit Eisenbetonbalken zur Bestimmung des Gleitwider-

standes. Von Dr. v. Thullie. Mitteilung der Ergebnisse. *Z. östr. Ing. u. Arch.-V.* 1909. Nr. 53.

Influence de la répétition des efforts sur l'adhérence du béton au fer. Versuche von Prof. Kirsch über die Haftfestigkeit bei wiederholter Belastung. *Le ciment armé* 1909. Nr. 11.

Prüfung von Zementrohren. Leitsätze des Deutschen Betonvereins. *Tonindustrie-Zeitung* 1909. Nr. 152.

Temperaturänderungen im Beton s. V. 3.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Vorschriften über Bauten in armiertem Beton. Aufgestellt von der schweizerischen Kommission des armierten Betons am 30. April 1909. *Schweiz. Bztg.* 1909. Nr. 13. — *Nouvelles prescriptions suisses &c. Le ciment armé* 1909. Nr. 11. — *Le nuove norme ecc. Il Cemento* 1909. Nr. 20. s. L. Januar 1910. IV. S. 42.

Schiarimenti alle norme svizzere per le costruzioni in cemento armato. Erläuterungen zu den neuen schweizerischen Vorschriften von Prof. Schüle. *Il Cemento* 1909. Nr. 22.

Österreichische Regierungsvorschriften, betreffend die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen. Wörtliche Mitteilung vorstehender Vorschriften. *Beton-Zeitung* 1909. Nr. 48, 49, 50, 51. s. L. September 1909. IV. S. 372.

Runderlaß, betreffend Berechnung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton. Vom Minister der öffentlichen Arbeiten. Die Verfügung vom 18. September 1909, die Zulassung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton betreffend, gilt nicht allein für die Considerésche Ausbildungsweise, sondern auch für andere spiralartige Querbewehrung. *Zentralblatt der Bauverwaltung* 1910. Nr. 1.

Mißverständene Bestimmungen. Prof. Th. Böhm teilt einen Fall irrtümlicher Auslegung der behördlichen Vorschriften mit, die einen Deckeneinsturz zur Folge hatte. *Arm. Beton* 1909. Nr. 12.

Die Belastungsprobe bei noch unerprobten Bauweisen. Von Reg.-Baum. Franz Hell in Breslau. Prof. Möller hat in seinem Bericht „Untersuchungen an Plattenträgern aus Eisenbeton“ festgestellt, daß der Sicherheitsgrad der Eisenbetonteile, die für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_b \leq 40 \text{ kg/qcm}$ berechnet sind, rd. 3,5 beträgt. Verfasser weist durch Rechnung nach, daß solche Bauteile dem Ministerialerlaß über Probebelastungen genügen, solange die Nutzlast 500 kg/qm nicht übersteigt, jedoch nur dann, wenn als Bruchbelastung nur das 6fache der Nutzlast gefordert wird. Soll die Konstruktion bei mehr als 500 kg/qm Nutzlast noch der genannten amt-

lichen Vorschrift genügen, so erhält sie eine größere als 3,5fache Sicherheit.

„Liegen gegen eine Bauweise irgend welche erhebliche Bedenken vor“, so fordert der Ministerialerlaß 10fache Nutzlast als Bruchbelastung. Das läßt sich nur durch z. T. wesentliche Erhöhung der Eiseneinlagen erreichen, wodurch auch die Sicherheit gegen Bruch erheblich über das übliche Maß von 3,5 hinaus gesteigert wird. Eisenbeton 1909. Nr. 23.

Italienische Vorschriften siehe III: Expériences usw.

V. Ausführungen.

1. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Allgemeines über Beton und Eisenbeton.

Über den Eisenbeton. Von Prof. Dr. Rohland. Darstellung der charakteristischen Vorzüge des Eisenbetons gegenüber anderen Baustoffen. Betonzeitung 1909. Nr. 49 und 51.

La planche en ciment armé. Bohlen (Bretter) aus Eisenbeton, Patent Matti, mit Flacheiseneinlagen; Stärke 25 mm und mehr, Breite 40 cm, Länge bis zu 8 m. Angaben über Herstellung, Verwendung und Tragfähigkeit. Le ciment armé 1909. Nr. 12. — Le Ciment 1909. Nr. 11.

Die Herstellung großer Kanalisationsrohre aus Stampfbeton. Beschreibung des Vorganges und der hierbei verwendeten eisernen Formen. Betonzeitung 1909. Nr. 50.

Glätten von Betonformstücken. Mitteilung über ein aus Amerika stammendes Gerät zur Erzielung glatter Oberflächen auf Betonformstücken. Die groben Steine werden von der Außenfläche zurückgedrängt; die dadurch geschaffenen Zwischenräume füllen sich mit feinkörnigem Beton wieder aus. Betonzeitung 1909. Nr. 48.

Einiges über die Schalung bei Betonbauten. Von Regierungsrat Wernecke. Grundsätze und praktische Winke. Armierter Beton 1909. Nr. 12.

Aufhängevorrichtung für Eisenbetondecken. Beschreibung mit Abb. Zement und Beton 1909. Nr. 51. — s. L. September 1909, V, 1. S. 373.

2. Ausführungen im Hochbau.

Edisons Gußbetonhaus. Beschreibung der Herstellung mit Abb. und kritische Betrachtungen über die Verwendungsaussichten. Zement und Beton 1909. Nr. 51. — s. L. Januar 1910. V, 2. S. 44.

The Reinforced Concrete Post Office Buildings London. Bericht über die in L. Sep-

tember 1909 V, 2 S. 373 angeführten Postgebäude. The Eng. Rec. 1909. Nr. 25. S. 692.

A Cement Storage Bin of Reinforced Concrete. Zementlagerhaus aus Eisenbeton wird kurz beschrieben mit Abb. Cement Age 1909. Dezember. S. 430.

Lagerhaus in Eisenbeton in Wels, Ober-Österreich. Kurze Beschreibung des Entwurfs und der Berechnung. Mit Abbild. Zement und Beton 1910. Nr. 1.

Bootsmagazin auf der Kaiserl. Werft zu Danzig. Grundfläche von $28,5 \times 50,5$ m. Gründung auf Holzpfählen von 7 m Länge, deren Spitzen bis 9,5 m unter Gelände reichen. Bodenschichtung: 0,5 m Mutterboden, 0,3 m Triebsand, 1 m Lehm, 0,5 m Schluff, 11,7 m Sand, rund 1 m Schlammschicht, dann Sand. Der Mittelbau ist in rund 19 m Breite mit einem gewölbten Dache in Eisenbeton von 10 cm Scheitel- und 16 cm Kämpferstärke überspannt. Mitteilungen der Berechnung; gute Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 16. 1910. Nr. 1.

Werkstättenbau, Wien XI. Sheddach und Dach mit aufgesetzter Laterne, freigespannt $10,5 \times 12$ m. Beschreibung mit guten Abb. und Zeichnungen, auch von Einzelheiten. Beton und Eisen 1909. Nr. 16.

Umladehalle auf dem Verschiebebahnhof Wustermark bei Spandau. 117 m Länge und 36,7 m Breite, 3schiffig, zum Teil mit Obergeschoß. Mit Abb. Armierter Beton 1909. Nr. 12.

Wiederaufbau des Turmhelmes der St. Katharinenkirche in Danzig. Von Prof. R. Kohnke, Danzig. Mit Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 23. — Armierter Beton 1909. Nr. 6.

Les encorbellements de la tranchée des Batignolles. Auskragungen bis zu 7 m (!) zur Verbreiterung des Bahnhofes: Gare des Batignolles in Paris. Die Konsolen von 7 m freier Länge haben am vorderen Ende 0,90 m, an der Einspannungsstelle rund 4,50 m Höhe und 0,5 bis 0,6 m Stärke, als Einlage 8 \varnothing 35 mm. Sie tragen eine Rippenbalkendecke und stehen in 5 bis 6 m Entfernung. Die Nutzbelastung beträgt 4400 kg für 1 lfdm der Mauer. Mit Abb. Le Ciment 1909 Nr. 10.

Eine neue in den Vereinigten Staaten eingeführte feuerfeste Deckenkonstruktion „System Burchartz“. Der untere Teil dieser Decke besteht aus Hohlziegeln, die auf der Strangpresse hergestellt sind, und zwar wird der aus der Presse kommende Strang unter einem Winkel von 45° , anstatt rechtwinklig, abgeschnitten, so daß keilförmige Stücke in der Form eines gleichschenkligen, rechtwinkligen Dreieckes entstehen; vier dieser Keilstücke werden, mit ihren rechten Winkeln zusammenstoßend, zu einem allseits geschlossenen Hohlstein vereinigt, an dessen vier Seiten dann Eiseneinlagen der gekreuzt bewehrten

Decke entlang laufen. Die Decke wird oben mit Beton aufgefüllt. Ausführliche Beschreibung mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 16.

Die Pohlmanndecke. Ausführliche Beschreibung Mitteilungen über mehrere Belastungsversuche und Ausführungen. Mit zahlreichen Abbildungen. Beton-Zeitung 1909. Nr. 48.

Vergleich der Kostenberechnungen einer Betondecke mit einer Hohlsteindecke. Von Dipl.-Ing. Kaufmann. Angabe der Gesamt- und vieler Einzelpreise. Arm. Beton 1910. Nr. 1.

Ein neuer Eisenträger. Besprechung des Lolaträgers D.R.P. 203 037 als Ersatz des I-Trägers. Mit Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 24.

Poutre à treillis en béton armé, Syst. Visintini. Mit Abb. Nouv. ann. construction 1909. Nr. 10.

The Foundations of a Post Office. Betonpfähle, ähnlich wie bei System Strauß hergestellt, ergaben gute Tragfähigkeit. The Eng. Rec. 1909. Nr. 25. S. 689. Eng. News 1909. Nr. 25. S. 684.

Strauß wider Simplex. Von A. Berlowitz. Aus Anlaß eines die Vorzüge der Straußpfähle betonenden Rundschreibens der Fa. Dyckerhoff & Widmann in Karlsruhe wird die Gleichwertigkeit der beiden Konstruktionen festgestellt. Eisenbeton 1909. Nr. 23.

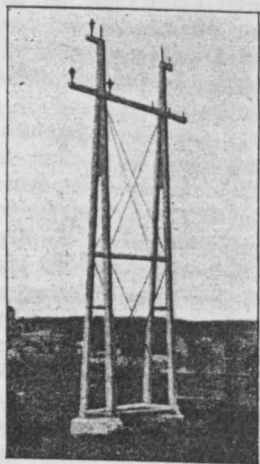


Fig. 1.

Camini di fabbriche in cemento armato. Fabrikschornsteine nach der Bauweise Monnoyer. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 21. s. L. Januar 1910. V, 2. S. 45 und Oktober 1909. V, 2. S. 438: Constr. en clovaux.

Poteaux pour transport de force. Leitungsmasten von 17,5 m Höhe über dem Erdboden in eleganter Form (s. Fig. 1). Le ciment armé 1909. Nr. 12.

Erdbebensichere Bauten. s. I, 2; Il XII.

Congresso ecc. — Note sui danni prodotti ai fabbricati della città di Reggio Calabria dal terremoto del 28 dicembre 1908. — La catastrofe del 28 dicembre 1908 Impressioni di un tecnico superstite. — Beschreibung der Wirkungen des Erdbebens; Schlüsse und Folgerungen daraus; Vorschläge für den Wiederaufbau. Annali Soc. Ing. Arch. Italiani 1909. Nr. 20 u. 22. — Il Cemento 1909. Nr. 21.

Pro Calabria e Sicilia. Entwurf der Ing. G. Revere und V. Gianfranceschi für erdbebensichere Bauten. Mit Abb. Le Ciment 1909. Nr. 10 u. 11. s. L. November 1909. V, 2. S. 462/83.

La statica delle costruzioni antisismiche. Statische Berechnungen von A. Danusso. Il Cemento 1909. Nr. 24.

Motivenbericht der Jury der Konkurrenz für erdbebensichere Bauten in Mailand. Beton u. Eisen 1909. Nr. 16. s. L. November 1909. V, 2. S. 483: Relazione delle Giuria usw.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Nuovo ponte sul Tevere, Roma. Die Stadtverwaltung von Rom hat auf Grund eines engeren Wettbewerbs der Fa. Porcheddu in Turin den Bau einer neuen Straßenbrücke übertragen, die den Tiber in der Gegend des Piazza d'Armi überspannen soll. Geplant ist ein einziger Bogen von 100 m Lichtweite und 10 m Stich, bei 20 m Straßenbreite (13 m Fahrbahn). Verdingungspreis 1 Mill. M. Als Bauzeit sind nur 16 Monate festgesetzt, damit die Brücke zur Eröffnung der internat. Ausstellung im Jahre 1911 fertiggestellt ist; ihr Bau hat bereits begonnen. Eisenbetongewölbe mit Längsaussparungen, in die Widerlager eingespannt. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 23.

Die neue Brücke über die Mosel bei Novéant. Von H. Schürch. Eisenbetonbogenbrücke für Straße. Größte Öffnung 47 m, Breite 7,5 m. Fahrbahnplatte auf einzelnen Ständern; Gründung auf Pfählen. Ausführliche Beschreibung mit zahlreichen Abbildungen. Arm. Beton 1910. Nr. 1 u. 2.

Nuovo ponte sulla Doria in via Cigna a Torino. Bogenbrücke für eine 14,4 m breite Straße; 2 Bögen von je 21 m Lichtweite. Auf den eigentlichen Bögen ruhen Längstragwände, mit Querversteifungen, auf beiden die Fahrbahnplatte. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 21.

Concrete Covered Steel Structure. Zahlreiche Einzelheiten über die Betonumhüllung einer eisernen Straßenbrücke. Mit Abb. Eng. News 1909. Nr. 25. S. 671. L. Januar 1910. V, 3. S.

Le pont d'Ironbridge. Dicht bei der alten Eisenbrücke aus dem Jahre 1797 wurde über den Severn bei Ironbridge eine Eisenbetonbogenbrücke erbaut. 3 Bögen mit je 2 Rippen zu 17, 24, 17 m. Gründung auf Pfählen. Mit Abb. Le ciment armé 1909. Nr. 11.

Wettbewerb für eine Straßenbrücke über das Rotbachtobel bei Rothenburg (Luzern). Gutachten des Preisgerichts und Abb. zweier Entwürfe. Schweiz. Bztg. 1909. Nr. 25 und 26.

Essai à la rupture du pont en béton de l'exposition de Düsseldorf. Ausführliche Beschreibung des Bruchversuchs. Mit Abb. Le

ciment armé 1909. Nr. 12. s. L. Juni 1909. III. S. 265.

Sprengung einer Betoneisenbrücke. Mitteilung über Sprengung einer Eisenbetonbrücke auf der Güterzugstrecke Weddau—Oberhausen-West. Beton-Ztg. 1909. Nr. 50.

La crue de Monterey (Mexique) et le pont en ciment armé de San-Luisito. Die Brückenöffnungen wurden bei einer Sturmflut mit Baumstämmen, Steinen usw. zugeschwemmt; die Brücke wirkte als Wellenbrecher, ohne Schaden zu erleiden. Ganz treffend heißt es zum Schluß des Artikels: La première condition pour que le béton résiste, c'est qu'il existe (au moins depuis un mois). Cement Age 1909. November. — Le ciment armé 1909. Nr. 12. — Le Ciment 1909. Nr. 10. S. 194. — s. L. Januar 1910. V, 4. S. 46.

Der Einfluß der Temperatur auf Bogenbrücken aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. von Emperger. Verfasser belegt seine schon früher geäußerte Ansicht mit Beobachtungen an der Wallnut-Lane-Bogenbrücke in Philadelphia; dort betrugen die größten Schwankungen etwa 52°C in der Außenluft, dagegen nur etwa 23°C im Gewölbe. Ferner wird eine Beobachtung von Geheimrat Köpke angeführt, wonach ein eiserner Parabelträger mit massiver Fahrbahn Bewegungen entsprechend einem Temperaturunterschied von 37°C ausführte, während die Temperatur der Luft Schwankungen von 54°C aufwies. Die Schweizer Vorschriften erniedrigen den zu berücksichtigenden Temperaturspielraum für Beton auf 30°C ; der Eisenbetonausschuß des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins hat 40°C beantragt. Dr. von Emperger hält dieses Maß nur bei Bauwerken von schwachen Abmessungen etwa bis 20 cm, für notwendig, während es bei stärkeren Abmessungen entsprechend zu verringern wäre; er schlägt vor:

mittlere Stärke 20 cm:	Temperaturuntersch.	40°C ,
"	50 "	" 34°C "
"	1 m:	" 24°C "

Beton u. Eisen 1909. Nr. 16. — Armierter Beton 1910. Nr. 1: Schürch. — s. L. Juli 1909. III. S. 297 und Dezember 1909. V, 3. S. 531.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Emploi du ciment armé dans la construction des murs de quai. Caissons

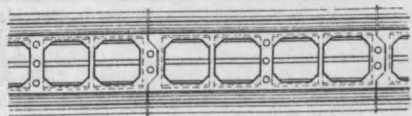


Fig. 2. a) Grundriß.

creux avec chambre à air comprimé, Syst. Carrière et Forestier. Senkkästen aus

Eisenbeton, die schwimmend an Ort gebracht und dort abgesenkt werden, mit einer unteren

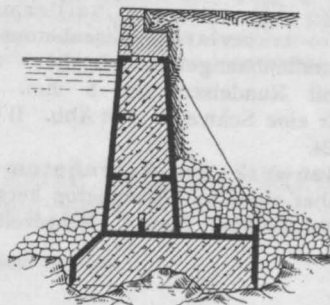


Fig. 3. b) Querschnitt.

Schleuse zum Herrichten der Sohle in Preßluft. Mit Abb. Le Ciment armé 1909. Nr. 7 und 12. — s. L. Dezember 1909. V, 4. S. 533.

Murs de barrage en ciment armé. Besprechung des Vorschlages von J. F. Jackson im

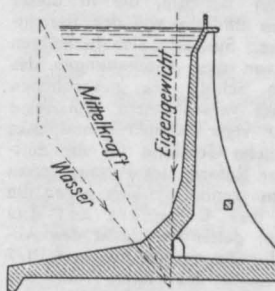


Fig. 4.

Canadian Engineer (Toronto, 19. November 1909), die Mauern von Talsperren in gleicher Weise auszubilden, wie die Stützmauern aus Eisenbeton, d. h. das Wassergewicht für die Standfestigkeit mit heranzuziehen. Nicht erwähnt ist in diesem Artikel ein sehr gewichtiges Bedenken, das

man gegen solche Sperrmauern geltend machen muß: die Standfestigkeit läßt sich nur erzielen, wenn es gelingt, von der Sohle jeglichen Auftrieb fern zu halten. Das dürfte aber im allgemeinen sehr schwer sein. Mit Abb. Le ciment armé 1909. Nr. 12.

Sas d'écluse en ciment armé. Le ciment armé 1909. Nr. 11. — Armierter Beton 1909. Nr. 11. — s. L. Dezember 1909. V, 4. S. 532.

Abteufen eines Eisenbetonschachtes. In Minnesota wurde ein Eisenbetonschacht von 8,84 m äußerem und 6,4 m innerem Durchmesser, 58 m tief, bei durchgängig wasserführendem kiesigen Boden sowie einer 3 m starken festen Tonschicht abgeteuft. Kosten etwa 420 000 M. Mit Abb. Zement und Beton 1909. Nr. 50.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Subaqueous Station of the Detroit River Tunnel. Eisenbahntunnel, hergestellt aus Betonkörpern, die schwimmend an Baustelle gebracht, versenkt und durch Taucher verbunden wurden. Die einzelnen Teile waren bis 80 m

lang. Angaben über den Einbau. Mit Abb. The Eng. Rec. 1909. Nr. 25. S. 678.

Impiego del cemento nell'armamento del binario tramviario. Eisenbetonschwellen für ein Straßenbahngleis mit 4,2 t Achslast, bewehrt mit Rundstählen von 5 mm. Kosten: 4,12 Lire für eine Schwelle. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 24.

Ein Bauwerk aus Eisenbeton. Einige Angaben über einen aus Eisenbeton hergestellten Hochbehälter der Stadt Cassel. Betonzeitung 1909. Nr. 51.

VI. Allgemeine Fragen.

Reformpläne des Technikers. Vortrag des Rechtsanwaltes Dr. Cahn. Behandelt die Bestrebungen der Techniker nach Gleichstellung mit den Juristen in der Verwaltung u. a. m. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1909. Nr. 34.

Bauarbeiterschutz. Einige Angaben über baupolizeiliche Bestimmungen in Bayern. Zement und Beton 1910. Nr. 1.

DENKSCHRIFT ZUR REFORM DES PATENTGESETZES.

Die Denkschrift*) stellt eine Zusammenfassung des Standpunktes der Maschinenindustrie dar, sie sollte die am 7. Dezember v. J. in Berlin abgehaltene Sachverständigenversammlung des Vereines deutscher Maschinenbauanstalten vorbereiten und enthält zu diesem Zwecke den wesentlichsten Inhalt der Berichte, die in dieser Sitzung erstattet werden sollten und die von den Berichterstattern aufgestellten Leitsätze. Sie stellt sich in einigen wichtigen Fragen auf einen von den Anschauungen des Deutschen Vereines für den Schutz des gewerblichen Eigentums und der von ihm veranstalteten Kongresse für gewerblichen Rechtsschutz verschiedenen Standpunkt und legt eingehend dar, welche Gefahren für die Entwicklung der Industrie bei der Reform des Patentgesetzes entstehen können. Vor allem wendet sie sich gegen die Einführung eines Rechtes des Erfinders auf das Patent gegenüber dem jetzt geltenden Recht des Anmelders; sie weist nach, daß die Gründe, die im Jahre 1877 den Gesetzgeber zu diesem Recht des ersten Anmelders geführt haben, heute noch volle Geltung besitzen, und daß für eine Abänderung kein zwingender Grund vorliegt. Ein Recht des Erfinders auf das Patent gegenüber dem Anmelder führt unter allen Umständen, auch wenn man das Recht dem erst anmeldenden Erfinder zuspricht, bei folgerichtiger Durchführung zu einer Rechtsunsicherheit, zu Anfechtungen und zu Rechtsstreiten, in denen das Gericht in eine Beweisaufnahme über die Erfinderschaft wird eintreten müssen. In dem Hineinzerren des Werdeganges einer Erfindung und damit der internsten Fabriksgeheimnisse in die öffentlichen Gerichtsverhandlungen sieht die Denkschrift das schwerwiegendste Bedenken gegen eine solche Abänderung, denn hierdurch kann die Industrie auf Empfindlichste in ihrer Entwicklung gestört und geschädigt werden.

Zu der Frage der Entschädigung der Angestellten für ihre Erfindungen unterscheidet die Denkschrift bei Erfindungen, die von Angestellten gemacht werden, solche die nicht in das Arbeitsgebiet des Unternehmens gehören, auf sie erhebt die Industrie keinen Anspruch, und solche, die in das Arbeitsgebiet des Unternehmens gehören. Letztere unterscheidet die Denkschrift wieder in zwei Gruppen: solche, die in dem Bereich der dienstlichen Tätigkeit des Angestellten liegen, und solche, die außerhalb dieses Bereiches liegen. Erstere beansprucht die Denkschrift in vollem Umfange für das Unternehmen und macht sich damit den jetzigen Standpunkt der reichsgerichtlichen Rechtsprechung zu eigen. Erfindungen, die außerhalb des Bereiches der dienstlichen Tätigkeit der Angestellten liegen, sollen dem Unternehmen dann zufallen,

wenn bei ihrem Zustandekommen Erfahrungen und Einrichtungen des Unternehmens mitgewirkt haben. Unter allen Umständen aber wird ein Vorrangsrecht gegenüber Dritten beansprucht. Mit aller Schärfe wendet sich die Denkschrift gegen unklare und schematische Bestimmungen wie etwa die Zubilligung einer „angemessenen“ Entschädigung oder die Aufstellung einer „grundsätzlichen Entschädigungspflicht des Unternehmers“; sie führt aus, daß nichts geeigneter ist, Unfrieden zwischen Unternehmer und Angestellten zu stiften, als solche unklare Bestimmungen, deren Auslegung vielfach in das Ermessen des Richters gestellt bleibt und zu Rechtsstreiten geradezu herausfordert. Die mit dem Schlagworte der „Erfinderehre“ gekennzeichnete Forderung der Angestellten, daß bei ihren Erfindungen ihr Name als derjenige des Erfinders genannt werde, stimmt die Denkschrift zu und verlangt lediglich Vorsorge, daß nicht hieraus Rechtsstreite mit ähnlichen Gefahren entstehen können, wie sie von der Einführung des Erfinderrechtes befürchtet werden.

Eingehend wendet sich die Denkschrift gegen alle Bestrebungen, die auf eine Beseitigung oder Abschwächung des Vorprüfungsverfahrens hinielen. Sie sieht den in der ganzen Welt anerkannten Wert des deutschen Patentes in der gründlichen Vorprüfung begründet. Auch der Einführung von selbständig entscheidenden „Einzelprüfern“ anstelle der jetzt vorgeschriebenen kollegialen Entscheidung in der Anmeldeabteilung widerspricht die Denkschrift; die dadurch erhoffte Entlastung des Patentamtes und Beschleunigung des Vorprüfungsverfahrens läßt sich nach ihrer Ansicht ebenso durch Personalvermehrung und verwaltungstechnische Maßnahmen erreichen; eine Verbilligung der Kosten des Patentamtes werde dadurch jedenfalls nicht erreicht.

Die Gebühren und Schutzdauer der Patente hält die Denkschrift für zweckmäßig; eine Erhöhung der Anmeldegebühr, die von einzelnen Seiten als Mittel gegen wertlose Anmeldungen empfohlen wird, hält die Denkschrift für unwirksam und nur dann gerechtfertigt, wenn zugleich die Vorprüfung erweitert und vertieft wird.

Den durch § 11 des Patentgesetzes vorgeschriebenen Ausübungszwang hält die Denkschrift für notwendig, um dem Auslande gegenüber eine Waffe in der Hand zu haben; sie empfiehlt daher, diese Bestimmung beizubehalten, solange nicht der Ausübungszwang international geregelt ist.

Bezüglich der Gerichtsbarkeit in Sachen des gewerblichen Rechtsschutzes weist die Denkschrift endlich erneut auf die unhaltbaren Zustände hin, die sich bei dieser Art von Streitigkeiten daraus ergeben, daß der rechtsgelehrte Richter vor der Unmöglichkeit steht, den Kern der technischen Streitfragen zu erfassen. Sie fordert demgemäß die entscheidende Mitwirkung von technischen Richtern, allerdings nicht in Sondergerichten nach Art der

*) Im Buchhandel durch den Verlag Julius Springer, Berlin N. 24. Preis M 0.60.

Gewerbe- oder Kaufmannsgerichte, sondern in ordentlichen Gerichten, die in den Rahmen des Gerichtsverfassungsgesetzes einzuordnen sind.

Die sehr beachtenswerten Ausführungen der Denkschrift erlangen eine besondere Bedeutung dadurch, daß, wie darin hervorgehoben wird, bei den Vorarbeiten nicht

nur die Kreise des Vereines deutscher Maschinenbauanstalten allein, sondern auch verwandte Vereine der Maschinen- und der mechanischen Industrie mit Einschluß der elektrotechnischen Industrie mitgewirkt haben. Die Darlegungen sind also als die Ansicht eines großen Teiles der deutschen Maschinenindustrie anzusehen.

BETRACHTUNG ZUR MÖGLICHKEIT EINER KARTELLIERUNG IN DER BETONBAUINDUSTRIE*).

Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann-Berlin.

Die unter dem Titel „Die wirtschaftliche Bedeutung und Organisation in der Betonbauindustrie“ im Heft 12, Jahrgang 1909, „von einem Fachmann“ veröffentlichten Betrachtungen rühren an ein Problem, an dem sicherlich in absehbarer Zeit die Betonbauindustrie ein großes Interesse haben wird. Wenn auch die Ausführungen des Herrn Verfassers im einzelnen zum Widerspruch reizen, so wäre ihm doch gewiß hohe Anerkennung zu zollen, sofern seine Arbeit — was entschieden sehr zu wünschen wäre — die angeregten Fragen in ihrer Lösung weiter bringen würde. Auch ich möchte mir erlauben, im folgenden zu einigen der erörterten Punkte meine Ansicht zum Ausdruck zu bringen. Ich will hierbei weniger auf den ersten allgemein-statistischen Teil des Aufsatzes eingehen, obwohl ich auch hier in manchen Punkten anderer Ansicht bin als der Herr Verfasser, sondern will mich ausschließlich mit dem zweiten Teil, mit der Frage, ob und in welcher Weise eine Kartellierung in der Betonbauindustrie möglich ist, beschäftigen. Ich möchte hierbei zunächst an einen scheinbaren Widerspruch in den Ausführungen des ungenannten Autors anknüpfen, der auf der einen Seite die Betonbauindustrie eine durchaus kapitalistische, die einen ganz großzügigen Betrieb erfordert, nennt, auf der anderen Seite aber zugibt, daß es zur Eröffnung eines Betonbaubetriebes nicht erforderlich ist, ein erhebliches Kapital zu investieren.

Beide Anschauungen sind richtig, je nach der Größe und dem Umfang der Arbeiten, die man dabei im Sinne hat. Es geht hierbei, wie im Baugewerbe im allgemeinen: neben einzelnen großen Millionenobjekten bewegt sich der weitaus größte Teil der Ausführungen in Beträgen von etwa 50 bis 100 000 M und darunter. Während nun zur Bewältigung der ersteren unbedingt kapitalkräftigere, gut organisierte und nach großzügigen Gesichtspunkten geleitete Firmen gehören, können die mittleren und kleinen Objekte ohne weiteres

von Unternehmern ausgeführt werden, die nur über ganz minimale Mittel verfügen. Um es kurz vorweg zu nehmen, liegt hierin nach meinem Dafürhalten die Hauptschwierigkeit, die sich der Bildung einer allgemeinen Organisation im Betonbaugewerbe — etwa nach Art der Syndikate in der Eisen- und Kohlenindustrie — entgegenstellt. Gesetzt den Fall, es wären heute alle in Betracht kommenden Firmen einer Stadt oder eines bestimmten Bezirkes in irgend einer Form unter einen Hut gebracht worden, wer schützt sie dagegen, daß nicht morgen irgend ein Techniker oder Polier, der einen „Geldmann“ mit 20 oder 30 000 M Kapital gefunden hat, ein „Betonbaugeschäft, Übernahme sämtlicher einschlägigen Arbeiten in Hoch- und Tiefbau, feinste Referenzen“ aufmacht, Aufträge zu jedem Preise hereinholt und den organisierten Firmen solange Konkurrenz macht, bis eines Tages seine Mittel zu Ende sind und er ruhmlos von der Bildfläche unter Zurücklassung trauernder Gläubiger verschwindet — um einer neuen derartigen Firma Platz zu machen? Tatsächlich haben wir in den letzten Jahren derartige Geschäfte wie Pilze aus der Erde hervorschießen sehen, und nicht zum wenigsten ihrer Tätigkeit ist es zu danken, daß beispielsweise in Berlin die Preise für Betonausführungen speziell im Hochbau auf ein Niveau heruntergedrückt worden sind, das bei anständiger Arbeit kaum noch einen Gewinn aufkommen läßt. Eine Illustration hierzu bieten die Einstürze von Eisenbetonbauten in den verschiedensten Teilen Deutschlands, deren Zahl sich gerade in den letzten Monaten wieder in auffallender Weise vermehrt hat. Vom bauenden Publikum hier eine Abhilfe zu erwarten — der Gedanke ist zu schön, als daß man auf seine Verwirklichung hoffen könnte! Gewiß hat in den meisten Fällen letzten Endes der Abnehmer den Schaden davon, wenn er Aufträge zu Preisen erteilt, für welche die Arbeiten schlechterdings nicht ausgeführt werden können; stellt man dies aber den Auftraggebern zur Begründung höherer Preise ausführl. vor, so wird hierin in neunzig von hundert Fällen lediglich ein Manöver der Konkurrenz erblickt werden. Was soll man im übrigen

*.) Wir veröffentlichen auch diesen Aufsatz, ohne mit allem, was der Verfasser schreibt, einverstanden zu sein. Die Schriftleitung.

auch vom dünnen Holz der privaten Bautätigkeit in dieser Hinsicht erwarten, wenn das grüne Holz der bauenden Behörden solche Blüten treibt, wie sie uns fast täglich in den Resultaten der öffentlichen Submissionen vor Augen treten. In Heft III Seite 133 ff., Jahrgang 1909 dieser Zeitschrift habe ich eine große Anzahl von Resultaten öffentlicher Submissionen ausführlich behandelt und dabei festgestellt, daß die Mittelwerte der abgegebenen Angebote die Preise, zu denen die Arbeiten vergeben wurden, im Durchschnitt um etwa 22% übertrafen! Hieraus kann wohl ohne weiteres geschlossen werden, daß bei der überwiegenden Mehrzahl der im öffentlichen Submissionsverfahren erteilten Aufträge nichts verdient, sondern daß hier lediglich „pour le roi de Prusse“ gearbeitet wird. Um es kurz zu wiederholen: die Errichtung eines Betonbaugeschäftes erfordert an sich nur geringes Kapital, so daß — selbst das Bestehen einer Organisation bereits vorausgesetzt — stets mit dem Auftauchen neuer Firmen gerechnet werden muß; diese würden aber die Vorteile der Kartellierung hinfällig machen.

Anders liegt die Sache natürlich bei den oben erwähnten Millionenobjekten, deren Anzahl naturgemäß aber verhältnismäßig klein ist. Für diese kommen per se nur gewisse Firmen von Bedeutung in Betracht. Die Zahl dieser Firmen ist aber nicht allzu groß in Deutschland, sie kennen sich untereinander genau, und damit ist natürlich die Möglichkeit einer Verständigung über einzelne Objekte von Fall zu Fall erheblich gewachsen. Hinzukommt, daß es sich bei diesen großen Ausführungen in der Regel um behördliche Bauten handelt, die dann meist auch in beschränkter Submission vergeben werden. Hierbei wird es im allgemeinen nicht schwer sein, festzustellen, welche Firmen dabei beteiligt sind, wodurch natürlich das Zustandekommen einer Verständigung wiederum erleichtert wird. Tatsächlich ist es denn auch ein offenes Geheimnis, daß ein derartiger Ring der bedeutenderen Betonbaugeschäfte Deutschlands bis vor nicht allzulanger Zeit bestanden hat. Seine Mitglieder meldeten den Eingang von Anfragen auf in Betracht kommende Ausführungen bei einer Zentralstelle an, und von dieser wurde dann das weitere für die Behandlung des jeweiligen Falls veranlaßt. Wie der Herr Verfasser des eingangs erwähnten Aufsatzes zutreffend sagt, sind aber derartige Kartelle auf die Dauer nicht geeignet, ihren Mitgliedern große Vorteile zu verschaffen. Als ein Beweis hierfür mag gelten, daß denn auch dieser Ring der Betonfirmen in die Brüche gegangen ist, so daß also heute irgendwelche Verständigungen auf diesem Gebiet jeweilig von Fall zu Fall auf gut Glück hin von den einzelnen Unternehmern angestrebt werden müssen. Und so wenig ist zurzeit

noch die Überzeugung von der Notwendigkeit eines derartigen Zusammenschlusses Gemeingut der in Betracht kommenden Firmen geworden, bzw. so groß ist gegenwärtig noch die Macht der divergierenden Interessen — denn jede Kartellierung bedeutet in bestimmten Fällen für den einzelnen ein Entsagen, eine Verzichtleistung auf etwa im freien Wettbewerb für ihn vielleicht Erreichbares —, daß selbst bei beschränkten Submissionen, wo eine Verständigung an sich das Gebotene, das Selbstverständliche ist, die beteiligten Firmen noch vielfach eine solche verschmähen, sich im schrankenlosen Wettbewerb aufs äußerste bekämpfen und die Preise auf ein Niveau herabdrücken, bei dem für sie selbst kein Verdienst, für den Auftraggeber aber keine solide Arbeit herauskommen kann!

Nach alledem sollte es scheinen, als ob der Gedanke an das Zustandekommen eines Kartells im Betonbaugewerbe ins Gebiet des Unmöglichen verwiesen werden müßte. Und tatsächlich sind die dabei zu überwindenden Schwierigkeiten wenigstens zurzeit ungeheure! Und doch scheint es mir, als wenn es einen Weg gäbe, dieser Schwierigkeiten Herr zu werden, nicht den direkten Weg der Verständigung von Firma zu Firma, sondern einen Umweg, der nichtsdestoweniger doch ans Ziel führt. Das größte Interesse an der Herstellung gesunder Zustände im Betonbaugewerbe haben naturgemäß die Lieferanten für diese Industrie, in erster Linie die Zementfabriken. Nun liegen bei diesen die Verhältnisse in bezug auf die Bildung von Ringen, Kartellen oder dergleichen ja ganz anders, jedenfalls erheblich günstiger als im Baugewerbe. An dieser Tatsache wird auch nichts dadurch geändert, daß augenblicklich die Verbände der Zementfabriken teilweise in die Brüche gegangen sind und zurzeit auch in dieser Industrie erbitterte Preiskämpfe stattfinden. Diese Krisis muß und wird überwunden werden, und ich halte es durchaus für keinen zu kühnen Gedanken, anzunehmen, daß einmal ein Syndikat — ähnlich den Verbänden in der Kohlen- und Eisenindustrie — alle Zementfabriken umfassen wird. Ein derartiger Verband hätte es alsdann aber auch in der Hand, einer Kartellierung der Betonbaufirmen die Wege zu ebnen oder, wenn es sein muß, eine solche Kartellierung zu erzwingen, indem er seine Produkte nur an solche Firmen lieferte, die der Organisation angehören. Hierbei hätte es der Verband natürlich auch in der Hand, das Entstehen derartiger ungesunder Firmen, wie ich sie oben kurz schilderte, zu verhindern. Ich verhehle mir nicht, daß es vieler Mühe und Arbeit bedürfen wird, auch auf diesem Wege zum Ziele zu kommen, denn auch hier sind der Schwierigkeiten ganz ungeheure zu überwinden, widerstreitende Interessen zu vereinen, weitgehende Gegensätze aus-

zugleichen. Auch wird manchem Unternehmer der Gedanke höchst unsympathisch sein, in dem Verbands der Zementfabriken gewissermaßen eine Zuchtrute über sich zu haben. Aber dieser Nachteil müßte in den Kauf genommen werden

gegenüber den großen Vorteilen, die jedes konsequent durchgeführte Syndikat unbestreitbar seinen Mitgliedern und letzten Endes — wenigstens bei einer verständigen Politik des Verbandes — auch der Allgemeinheit bietet.

ZUSCHRIFTEN.

Versuche an Plattenbalken.

Zu den sehr interessanten Ausführungen des Herrn Ingenieur G. Funke in Heft 12 des Jahrgangs 1909 dieser Zeitschrift möchte ich mir einige Bemerkungen erlauben:

Herr Funke sagt in seiner Schlußfolgerung, daß die Beanspruchung der Eiseneinlagen, welche rechnerisch 4200 kg/qcm betrug, wohl die höchste sein dürfte, die bisher an Bruchversuchen mit Plattenbalken erreicht worden ist. Demgegenüber möchte ich feststellen, daß bereits im Sommer 1903 seitens der Königlich mechanisch-technischen Versuchsanstalt in Charlottenburg Bruchversuche mit Pohlmann'schen Bulbeisenbalken ausgeführt worden sind, bei welchen noch höhere Beanspruchungen als die obengenannte in Eisen auftraten. Über diese Versuche hat Herr von Emperger in den Heften 3 und 4 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ 1904 ausführlich berichtet, und will ich daher nur kurz die erzielten Resultate hier folgen lassen:

Es wurden 2 Balken von je etwa 7 m freier Länge bis zum Bruch belastet. Davon war der eine so dimensioniert, daß die Zerstörung durch die auftretenden Schubkräfte bewirkt wurde, indem die Schlingen, welche bei den Bulbeisen bekanntlich die Scherkräfte übertragen, zerrissen wurden. Bei den zweiten Versuch waren diese Schlingen genügend stark vorgesehen, und der Balken im übrigen so konstruiert, daß die Zerstörung durch ein Zerreißen der Bulbeisen herbeigeführt werden mußte. Tatsächlich ist in beiden Fällen auch die Wirkungsweise so gewesen, wie sie nach der Berechnung erwartet wurde. Im ersten Fall waren vier der Bruchstelle am nächsten gelegene Schlingen zerrissen, an der Bruchstelle hatte sich der Beton vom Bulbeisen gelöst und war dieses im Beton etwa 7 cm gegliitten. Das Eisen selbst hatte sich verbogen und wies einige feine Risse im Steg am Rande der Löcher auf, während der eigentliche Bulbquerschnitt unversehrt war. Größere Risse waren im Eisen nicht wahrzunehmen. Im Zustand des Bruches ergab sich im Eisen eine Zugspannung von 4320 kg/qcm, eine Druckspannung im Beton von 58,5 kg/qcm und eine Zugspannung in den Schlingen von 4900 kg/qcm. Die Bruchlast betrug 106 ts.

Bei dem zweiten Versuch war das Bulbeisen ziemlich genau in der Mitte des Balkens durch-

gerissen. Eine Untersuchung der zerstörten Decke ergab, daß die Bändeisenschlingen unverändert geblieben waren, auch konnten Verschiebungen der Eisen im Beton nicht festgestellt werden. Hierbei hatte die Zugspannung im Bulbeisen 4460 kg/qcm, die Druckspannung im Beton 60,5 kg/qcm betragen, während die Beanspruchung der Schlingen sich auf nur 2700 kg/qcm stellte. Die Bruchlast war etwa dieselbe wie bei Versuch 1.

Um diese Resultate mit denen des von Herrn Ingenieur Funke mitgeteilten Versuchs zu vergleichen, muß man sich gegenwärtigen, daß das zerrissene Bulbeisen einen Querschnitt von 52,5 qcm besaß, während die 10 Rundenisen von 12 mm \varnothing zusammen nur einen Querschnitt von 11,3 qcm aufwiesen. Die Zerstörung des mit Rundenisen armierten Plattenbalkens trat außerdem ein, ohne daß ein tatsächliches Zerreißen der Rundenisen stattfand, es war vielmehr nur eine Dehnung der Eisen wahrnehmbar. Das Bulbeisen dagegen wurde, obwohl von bedeutend größerem Querschnitt tatsächlich zerrissen, ein Beweis dafür, daß die Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton tatsächlich bis zum letzten Augenblick, d. h. bis zum Zerreißen der Bulbeisen, tadellos in Wirksamkeit war.

Berlin, den 15. Dezember 1909.

Dipl.-Ing. G. Kaufmann.

Zu vorstehenden Bemerkungen des Herrn Dipl.-Ing. Kaufmann erlaube ich mir Folgendes zu erwidern:

Mit dem, in der Schlußfolgerung meiner Beschreibung über „Versuche an Plattenbalken“, gebrauchten Ausdruck „Plattenbalken“, sind Plattenbalken aus Eisenbeton gemeint, und zwar ist unter Eisenbeton diejenige Ausführungsart zu verstehen, von der in der Versuchsbeschreibung die Rede ist. Besondere Arten von Plattenbalken, wie mit einbetonierten Gitterträgern, I-Trägern, Bulbeisen usw. bei denen das Hauptmerkmal für „reinen“ Eisenbeton, die Aufteilung des Eisenquerschnittes, fehlt, und bei denen der Verbund nicht lediglich durch Haftkräfte bewirkt wird, können zu einem Vergleich mit ersteren nicht gut herangezogen werden.

Herr Dipl.-Ing. Kaufmann stellt die Resultate von Versuchen, die an einer dieser besonderen

Arten nämlich der Pohlmann'schen Bulbeisenkonstruktion gefunden wurden, den von mir bei Versuchen an Plattenbalken aus „reinem“ Eisenbeton gefundenen Ergebnissen gegenüber, indem er nur die errechneten Eisen-Bruchspannungen mit einander vergleicht. Es erscheint mir wichtig, bei einem Vergleiche Folgendes zu berücksichtigen:

1. Die in Rede stehende Bulbeisenkonstruktion bestand aus einem Balken, an den sich beiderseits Deckenplatten anschlossen. Die Endauflagerung der Deckenplatten erfolgte auf Mauerwerk, wobei die Platten noch im Mauerwerk durch Anker eingespannt waren. Infolge dieser Verankerung wird das System statisch unbestimmt und die Last, die der Balken wirklich bekommen hat, läßt sich nicht genau feststellen, also auch nicht genau die Bruchlast.

2. Die höchste Betonbeanspruchung σ_b beträgt bei den Versuchen mit Bulbeisenbalken 60,5 kg, bei den von mir mitgeteilten Versuchen 145 kg. Ich bin überzeugt, daß bei einem mit Rundeisen sachgemäß armierten Plattenbalken, ebenfalls ein Zerreißen der Eisen herbeigeführt werden kann, wenn die Druckbeanspruchung des Betons niedrig genug

gehalten wird, wie dies bei den Bulbeisenbalken geschehen ist.

Leipzig, den 21. Dez. 1909. G. Funke.

Zuschrift, betreffend Preussische Vorschriften für die Berechnung von Säulen aus umschnürtem Beton.

In einer Reihe von technischen Zeitschriften befindet sich unter der Überschrift „Preussische Vorschriften für die Berechnung von Säulen aus umschnürtem Beton“ eine Mitteilung des Inhaltes, daß die Vorschriften nur Anwendung finden auf die eisenumschnürten Betonkonstruktionen nach System Considère, deren alleiniges Ausführungsrecht die Firma Wayß & Freytag, Neustadt a. d. H. besitzt.

Diese Angabe ist unzutreffend. Laut Erlaß*) des Ministers der öffentl. Arbeiten vom 21. Dezember 1909 I. D. 2279 bezieht sich der Erlaß nicht nur auf Ausführungen nach Considère, sondern auch auf andere spiralförmige Querbewehrungen, also außer auf das System Considère auch auf das Umschnürungssystem Abramoff-Magid, dessen Ausführungsrecht für Nord- und Westdeutschland die Allgemeine Hochbau-Gesellschaft m. b. H., Düsseldorf übernommen hat.

Richtig ist, daß für Bügelarmierung jeder Art der Erlaß nicht gilt.

Allgem. Hochbau-Gesellschaft m. b. H.,
Düsseldorf.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48,
Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Patent-Anmeldungen.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

80a. D. 21 125. Stampfform zur Herstellung längsgewölbter Betonträger von vorzugsweise glockenförmigem Querschnitt. Matthäus Dutschmann, Dresden, Langebrückerstr. 7. 1. 2. 09.

37e. B. 47 967. Formkasten für Betonsäulen, -unterzüge und -träger. John Dwight Bickford, Cleveland, und Wilson Willard Gish, Elyria, Ohio, V. St. A.

Patent-Erteilungen.

80a. 218 180. Form für Bausteine. Franz Zeising, Döbern, Niederlausitz. 28. 8. 08. Z. 5907.

80a. 218 291. Zerkleinerungs- und Steinaussonderungswalzwerk, insbesondere zur Bearbeitung von Ton und Lehm. Bergedorfer Maschinenfabrik von Alb. Lütke & von Oertzen, Bergedorf. 27. 9. 08. B. 51 530.

37a. 217 958. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonrippendecken mit ebener Untersicht und röhrenförmigen Hohlkörpereinschlüssen. Julius H. A. Wrissenberg, Bremen, Georgstr. 35. 7. 2. 09. W. 31 470.

80a. 218 127. Formvorrichtung zur Herstellung von Betonträgern. Paul Habay, Paris.

80a. 218 128. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Zementrohren; Zus. z. Pat. 161 996. Max Kohl, Breslau, Brandenburgerstr. 44. 15. 12. 08. K. 39 506.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37a. 403 387. Beton-Doppelhohldecke, welche aus einzelnen, vor dem Aufbringen fertig gestampften Betonbalken mit Eiseneinlage und ebensolchen Hohldecken-

platten, welche die Decke in Felder einteilt, besteht Mathias Gorißen, Dülken b. Krefeld 12. 11. 09. G. 23 231.

37a. 403 388. Beton-Doppelhohldecke, welche aus einzelnen fest nebeneinander liegenden Betonbalken mit Eiseneinlage besteht, welche vor dem Aufbringen fertig gestampft werden. Mathias Gorißen, Dülken b. Krefeld. 12. 11. 09. G. 23 246.

37a. 403 781. Eisenbetonhohldecke, bei der Deckenfläche, Balken und Fußboden aus einem Stück in Eisenbeton gestampft sind. Wilhelmine Hering, geb. Fischer, Barmen, Südstr. 10. 18. 6. 09. H. 41 924.

37b. 403 067. Betondiele zur Herstellung von Decken, Fußböden, Wänden, Fachwerkbekleidungen und dgl. Franz Schäfer, Hagen i. W., Grünstr. 17. 3. 3. 09. Sch. 31 378.

37b. 403 654. Eisenbetonplatten mit Isolierschicht und Luftkanälen zur Herstellung wasserundurchdringlicher Wände. Hermann Nacke, Kopperpahl b. Kiel. 10. 11. 09. N. 9108.

80a. 403 385. Betonmischmaschine mit eingebauter Friktionswinde, zum gleichzeitigen Mischen und Hochziehen von Lasten. Rheinfälzische Eisenindustrie Inhaber Kaiser & Schlaudecker, St. Ingbert. 10. 11. 09. R. 25 510.

37a. 401 784. Decke aus Eisenbeton. Joh. Croé, Aachen, Thomashofstr. 11. 4. 11. 09. C. 7449.

37a. 402 033. Deckenverkleidung. Ernst Bohl u. Co., Berlin. 9. 11. 09. B. 45 206.

80a. 402 272. Hartgußform zur Herstellung von Reliefs aus Zementkunststein, Gips u. dgl. Adolf List, Berlin-Steglitz, Holsteinischestr. 10. 3. 11. 09. L. 22 897.

80a. 402 192. Apparat zum Schmirgeln der Walzen an Ziegelmäschinen, bestehend aus einer, auf einer Gewindestpindel verschiebbar laufenden, gegen die Walze zu schraubenden Schmirgelfläche. Hermann Albin Bäbler, Lichtenanne i. S. 18. 11. 09. B. 45 299.

*) Siehe Seite 87 dieser Zeitschrift.

- 80c. 401 622. Schmelzpfanne für Porzellanbrennöfen. Sächs. Stanz- & Ziehwerk vorm. Rich. Welde G. m. b. H., Hainsberg b. Dresden. 5. 11. 09. S. 20 732.
- 37a. 402 550. Eisenbetonhohldecke aus I-förmigen Eisenbetonbalken mit eingesetzten Betondollen. Jacob Nunn jr., Karlsruhe i. B., Winterstr. 4, und Theodor Kempermann, Karlsruhe-Rüppurr, Auerstr. 15. 20. 11. 09. N. 9142.
- 37b. 401 217. Mit Holz beleimte Kunststeinplatte. Wilhelm Gutwasser, Königsberg i. Pr., Königsallee 160/62. 19. 11. 09. G. 23 302.
- 37b. 402 301. Armierter Steindeckenbalken. Hermann Lüschen, Königshütte, Girndtstr. 22. 24. 3. 09. L. 21465.
- 37b. 402 309. Glasbaustein. Friedrich Ludwig Keppler, Weißensee b. Berlin, Lederstr. 34/35. 18. 8. 09. K. 40 144.
- 37b. 402 616. Betonstrebe für Pfosten. Carl Grähn, Pankow b. Berlin, Brehmestr. 2. 1. 12. 09. G. 23 398.

Französische Patente.

- Nr. 406 009. Pauchot, Metallbalken für armierten Beton.
- Nr. 406 091. E. Gonon, Verfahren zur Herstellung von hohlen Pfählen, Masten usw. aus armiertem Beton.
- Nr. 406 108. O. Matti, Brett aus armiertem Zement.
- Nr. 405 871. J. Nivet, Hohler Fußboden aus armiertem Beton.
- Nr. 406 156. L'Heritier frères, Brett aus armiertem Beton.
- Nr. 406 222. P. Ferrier, Ausdehnbare Form zum Formen der hohlen Körper, insbesondere hohler Betonkörper.

Neue, in Österreich zum Patent angemeldete Erfindung.

Kürzlich wurde vom österreichischen Patentamt eine Erfindung betreffend „Misch- und Waschmaschine für Beton, Mörtel, Kies, Sand, Erze, Kohle u. dgl.“ angenommen. Die Erfindung enthält als wesentlichste Bestandteile folgendes: Die Mischschaufeln sind während des Betriebes so einstellbar, daß sie entweder die Abfuhr des aufgegebenen Gutes bewerkstelligen oder daß sie durch Zurückwerfen des Misch- oder Waschgutes ein wiederholtes Mischen oder Waschen bewirken und ein Entleeren der Trommel verhindern.

Anmelderin des Patentes ist die Fa. Ratzinger & Weidenkaff, Maschinenfabrik in München.

Das österreichische Patentamt hat neuerdings beschlossen, ein „Verfahren zur Herstellung von Hohlräumen in Decken u. dgl. aus Kunststein“ unter Patentschutz zu stellen. Die als Kerne zu verwendenden Eiskörper werden mit einer wasserdichten Hülle versehen, um das Schmelzwasser vom Kunststeinmaterial fern zu halten.

Angemeldet wurde die Erfindung von Herrn Baumeister Anton Endler in Gablonz a. N. (Böhmen).

Laut Beschluß des österreichischen Patentamtes wurde neuerdings auf ein „Verfahren zur Aufbereitung von Portlandzementrohmassen oder Rohmassen ähnlicher Zusammensetzung“ ein Patent erteilt. Den Rohmassen werden Hydrosilikate in feinsten Verteilung zugesetzt, deren Schmelztemperatur niedriger ist als die Sinterungstemperatur der betreffenden, aber von Hydrosilikaten freien Rohmassen, zu dem Zwecke, die Sinterungstemperatur zu erniedrigen. Hierzu kann Romazement zugesetzt und dann hydratisiert oder die Rohmassen unter Zusatz von Kalkhydrat im Hochdruckdampf aufgeschlossen werden.

Anmelder dieses Patentes ist: Verlassenschaft nach Max Reichs in Tradigist (N.-Ö.)

Laut Beschluß des österreichischen Patentamtes wurde neuerdings auf nachstehend bezeichnete Erfindung ein Patent erteilt:

Einlage für Eisenbetonkonstruktionen ist im Querschnitt rinnenförmig und an den Enden geknickt, wobei die Breite der Rinne von der Knickungsstelle gegen die Enden abnimmt.

Anmelderin ist die Fa. The Vilcar (Parent) Company, Ltd. in London.

Neue in Ungarn angemeldete Patente.

3393. M. 3387. Peter Molocco, Zementfabrikant in Budapest „Ovales Betonmuffenrohr.“ XXI/b 4. 3. 1909.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Ruberoid — ein Abdeckungsmaterial für Beton- und Verbundbauten.

Schon seit längerem ist Ruberoid ein in der Praxis bewährtes Isoliermaterial; es besteht aus einer besonders guten Wollfilzpappe als Hauptbestandteil, die mit einem wasserbeständigen, wasserfesten, gegen Säuren und Laugen gleich unempfindlichen und an Elastizität wie Zähigkeit dem Rohgummi nahestehenden, in seiner Zusammensetzung nicht bekanntgegebenen Mittel beiderseits überzogen ist. Von letzterem ist nur mitgeteilt, daß es weder Teer noch Asphalt enthält.

Es dürfte nicht uninteressant sein, die Versuchsergebnisse kennen zu lernen, welche mit Ruberoid — und zwar im Vergleiche zu Asphaltfilz — durch die Prüfung des Materials von Seiten des Berliner Kgl. Material-Prüfungsamtes erzielt worden sind. Hier handelte es sich zunächst um die Bestimmung des elastischen Verhaltens der zu vergleichenden Materialien. Der Versuch wurde derart durchgeführt, daß quadratische Probestücke von rd. 15 cm Seite und bei Ruberoid i. M. 0,24 cm, bei Asphaltfilz im Durchschnitt 0,47 cm Stärke einer allmählich gesteigerten gleichmäßig verteilten Belastung von 5 bis 200 kg/qcm unterworfen wurden. Die hierbei erzeugten Versuchsergebnisse — mittlere bleibende Zusammenrückungen in Prozenten — läßt die nachfolgende Zusammenstellung erkennen.

Belastung kg/qcm	Zusammendrückung in 0/0	
	Ruberoid	Asphaltfilz
5	7	24
10	8	29
20	9	33
50	10	36
100	12	38
200	13	40

Auch zeigten die Versuche, daß sämtliche Versuchsstücke von Ruberoid ihre quadratische Form beibehielten. Sie ergaben zugleich, daß Ruberoidplatten, selbst von sehr geringer Stärke, sogar bei hoher Beanspruchung in hohem Grade elastisch bleiben, und daß wegen der verhältnismäßig geringen Zusammenpressung ein Herausquellen von Imprägnierungsmasse keinesfalls zu befürchten steht. Zugleich zeigt sich auch die Eignung von Ruberoid an Stellen, an denen recht geringe Fugenstärken vorhanden sind.

Trotz der geringen Stärke ist, wie weitere Versuche erkennen lassen, Ruberoid dem Asphaltfilz in Bezug auf seine Zugfestigkeit erheblich überlegen, ein Ergebnis das insofern für die bauliche Praxis von Bedeutung ist, weil durch ein ungleichmäßiges Setzen des Mauerwerkes, Arbeiten der Gewölbe bei Temperaturunterschieden usw. die Abdeckungsschicht recht erheblich auf Biegung beansprucht sein kann. Während bei Asphaltfilz nur Zugfestigkeiten von: 9,6, 9,6, 8,1, 10,2, 10,6 kg/qcm erzielt wurden, lieferten die Ruberoidproben 43,3, 44,4, 46,4, 41,8 und 40,8 kg/qcm; hierbei waren letztere rd. 0,20 cm stark, während die mittlere Asphaltfilzstärke 0,40 cm betrug. Auch waren die beobachteten Dehnungen

beim Ruberoid nur ein geringer Teil der bei Asphaltfilz gemessen.

Vor allem aber sind die Vergleichsergebnisse bzgl. der Wasserdichtheit bemerkenswert. Zu den Versuchen wurde wie üblich eine Wassersäule von 25 cm Höhe verwendet, d. h. soweit dies erreichbar war. Während unter dieser Belastung bei keiner Ruberoidprobe bis zu 75 tägiger Beobachtung eine Tropfenbildung oder eine bemerkenswerte Veränderung eintrat, ließen die Asphaltfilzproben schon bei wenigen Zentimetern Wasserdruck Tropfen durch und zwar bei Wasserhöhen niedriger als 10 cm bald nach dem Zuführen des Wassers. Auch hier war das Ruberoid nur 0,20 cm, der Asphaltfilz 0,40 cm stark; es ist mithin eine halb so dünne Ruberoidplatte der stärkeren Asphaltfilzlage in Bezug auf Isolationsfähigkeit sehr erheblich überlegen.

Wie gut sich Ruberoid unter der Einwirkung von Säuren und Laugen verhält, mag aus vielen Erfahrungen der Praxis geschlossen werden. Während in letzterer Beziehung auf das gute allseitig beobachtete Verhalten des Materials den Alkalien des Betons und Mörtels gegenüber hingewiesen sei, sei bezüglich des Angriffes von Säuren auf die zufriedenstellenden Erfahrungen verwiesen, welche u. a. die Dresdener Straßenbahn mit dem Auskleiden der Akkumulatorkästen mittelst Ruberoids gemacht hat; obwohl letzteres hier beständig der Einwirkung der Schwefelsäure ausgesetzt ist, hat es sich doch mehrere Jahre hindurch gehalten.

Schließlich sei als ein Vorzug (wiederum wichtig für die Praxis) die große Wärmebeständigkeit des Ruberoids hervorgehoben, welche bis zu 150° besteht und es somit gestattet das Material auch selbst unter tropischer Sonne zur Abdeckung senkrechter Flächen zu verwenden.

Bei der Ausführung der Abdeckung wird das Material, welches für diesen Zweck in Rollen zu 20 qm, von 91,5 cm Breite und einem Gesamtgewichte von 46 kg, also für 1 qm von je rd. 2,3 kg geliefert wird, einfach ausgerollt und mit einem Überschlag von 10 cm an die bereits verlegten Rollen angefügt und auf eine glatte und trockene Beton- oder Zementschicht mittelst einer heißflüssigen Klebmasse aufgeklebt; auch die Nuten werden mit letzterer verklebt. Eine gleiche Masse aber von härterer Beschaffenheit wird schließlich zum Überstreichen der Abdeckung verwendet, um eine Beschädigung der Oberfläche durch Kies, Sand, Steine usw. zu verhindern.

Die Preise betragen für 1 qm Ruberoid 1,35 M, für ein Kilo der Klebe- und Härtungsmasse je 0,25 M; die Herstellung einer Gewölbeabdeckung von mindestens 500 qm Gesamtfäche kostet je nach den örtlichen Verhältnissen, einschließlich des Materials, 3,50 bis 4 M für je 1 qm.

M. F.

Über die Mischung von Mineralölen und Beton.

Von Alb. Moyer, New-York.

In einem Berichte über die Verwendung von Portlandzement im Straßenbau berührte Herr L. W. Page (Washington) die Untersuchungen über die Mischung von Mineralölen mit Portlandzement, welche dahin gehen, die praktisch brauchbaren Eigenschaften beider Stoffe zu vereinigen. Herr A. Moyer gibt nun eine Übersicht des vorliegenden Materials.

Bei einer Mischung von Mineralölen mit Portlandzement bilden diese mit den Alkalien eine wässrige Lösung, welche völlig in den Beton aufgeht. Der durch Handarbeit oder Maschinen gut vorgemischte Beton erhält einen Zusatz von 10 — 15% des Zementgewichtes an nicht flüchtigen Mineralölen, wird nochmals gut durchge-

arbeitet, bis sich das Öl mit dem Beton vermischt hat. Ein Zusatz von 5 — 15% an Mineralöl verzögert das Abbinden des Betons. Über 15% ist in bezug auf die verwendete Ölmenge keine rationelle Ausnützung vorhanden. Die Versuche von Dr. A. S. Cushman, welche derzeit ausgeführt werden, zeigen in den bisher vorliegenden Ergebnissen reichliche Festigkeit für gewöhnliche Arbeiten. Man nimmt an, daß die Druckversuche größere Festigkeiten als bei der üblichen Mischung ergeben werden. Zugversuche werden nach dem gegenwärtigen Stande der Wissenschaft nicht angestellt werden, da sie kein Bild über die Tragfähigkeit des Betons geben. Der Verfasser schlägt Druckversuche an Zylindern unter Verwendung von Normalsand und Normalschotter vor. Die beigemengten Mineralölszuschläge wären mit 5 — 20%, und auch mit dem Gehalt an hydraulischen Bindemitteln wechselnd, anzunehmen. Über den Einfluß des beigemischten Mineralöls stellte der Verfasser Versuche an Platten von 6,4 cm Durchmesser und 0,6 cm Stärke an. Die Mischung bestand aus 1 Teil Zement und 3 Teilen Sand, der Zuschlag an weißem Erdöl betrug 10%. Die Erhärtung erfolgte an der Luft, nach drei Wochen wurden die Probekörper Frosttemperaturen ausgesetzt, dann wieder in trockene Luft gebracht. In keinem Falle traten Risse oder Sprünge ein. Die Aufnahmefähigkeit von Wasser betrug $\frac{3}{64}$ pz. Die Ergebnisse zeigen, daß das Öl das Wasser im Mörtel zurückhält, so daß dieser weder austrocknen noch wasserdurchlässig werden kann. Prof. Swain (Boston) hat die Beobachtungen Bauschingers bestätigt: Zement zieht sich beim Erhärten an der Luft zusammen, die Zusammenziehung nimmt noch nach 6—12 Monaten zu. Eine Mischung von 1 T Portland-Zement mit 3 T Sand zeigte eine geringere Zusammenziehung, etwa 0,05 v. H. gegen 0,15 v. H. bei reinem Zement. Unter Wasser tritt eine Ausdehnung ein, die in den beiden Fällen etwa im Verhältnis von 0,05 v. H. zu 0,015 v. H. steht. Nach den wenigen vorliegenden Versuchen scheint das dem Beton zugemischte Mineralöl das Wasser festzuhalten, das seinerseits wieder die Zementteilchen feucht erhält, und so die Bedingung liefert, als ob die Erhärtung unter Wasser vor sich ginge, was nach den obigen Zahlen der Vermeidung von Rissen schon günstiger ist, als das Erhärten an der Luft. Nach weiteren Versuchen ist die Wirkung animalischer oder vegetabilischer Öle auf Beton zerstörend, während der Beton von mineralischen Ölen nicht angegriffen wird. Die Mischung dürfte im letzten Falle eine vollständige sein.

Derartig mit Mineralöl versetzter Beton ist weniger spröde als der gewöhnliche und eignet sich vortrefflich für Gründungen, Behältermauern u. dgl. Staubbefrei, wasserdichte Decken in Geschäfts- oder Schlachthäusern, sowie die Verwendung bei Entwässerungsanlagen bieten neue Verwendungsgebiete. Wenn sich im Laufe der Zeit eine einträgliche Wirkung des Mineralöls nicht bemerkbar macht, dann können diesem Gemisch Alkalien u. a. schädliche Stoffe wegen seiner Undurchlässigkeit nicht schaden. Man wird diesen mit Mineralöl gemischten Beton dann bei Kanälen, Silos u. s. f. vorteilhaft anwenden. Für den letzten Putz schlägt der Verfasser folgende Mischung vor: 1 T Portlandzement, 20 v. H. des Zementvolumens an hydraulischem Mörtel 3 T Sand, 15—20 v. H. des Zementgewichtes an weißem Erdöl. Durchfarbung des Öles mit kalkigen, farbigen Bestandteilen kann man einen farbigen Putz erzielen.

Es dürften die Angaben des Verfassers, daß bereits Vitruvius (100 n. Chr.) die Mischung von hydraulischem Mörtel mit animalischen Fetten empfahl, immerhin historisches Interesse haben. Die Dauerhaftigkeit der römischen Bauten könnte diesem Umstande zugeschrieben werden.

(Aus Engineering Record Nr. 1/1910.)

Dipl.-Ing. l'Allemand.

Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.